



Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département des Mines et géologie

# *Memoire de Fin d'Etudes*

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Mines

Option : Exploitation Minière

*Présenté par :*

*Chekir Mohammed*

*Mani Nidal*

**Thème**

***Caractérisation et classification géomécanique  
du massif rocheux d'Aokas Bejaia***

Soutenu le 28 / 06 /2016 devant le jury composé de:

Président: Mr. Maza Mustapha	Professeur	U.A.M.B
Promoteur: Mr. Boukarm Riadh	M.A.B	U.A.M.B
Examineur: Mr. Fredj Mohamed	M.A.A	U.A.M.B

*Année Universitaire: 2015-2016*

# Remerciements

*Au terme de notre travail nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à dieu qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour accomplir ce modeste travail.*

*On tient tout d'abord à exprimer toute notre gratitude et tout le respect à notre promoteur Monsieur Boukarm Riadh pour sa bienveillance, son soutien et ses encouragements, sans lui, ce travail n'aurait pu être accompli. On remercie aussi Madame Kicher pour son soutien et ses conseils durant notre période de stage.*

*On remercie aussi les membres de jury monsieur Maza Mustapha et monsieur Fredj Mohamed qui ont accepté d'évaluer notre travail.*

*Je remercie mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Ma mère qui m'a donné l'espoir d'exceller dans mes études, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Je remercie ma sœur Meryem qui n'a cessé de m'encourager durant toute mes années d'études, toute ma famille, mes sœurs et mes amis qui m'ont encouragé à réaliser ce travail.*

*Mohammed*

*Je remercie toute ma famille en particulier ma très chère mère et mon cher père et mes chers sœurs qui m'ont encouragé tout le long de mes années d'études, ainsi qu'à tous mes amis et mes proches.*

*Nidal*

*On remercie tout responsables de l'université et les enseignants du département des Mines et géologie.*

*On remercie Monsieur Bouabid Nacer chef de chantier à l'entreprise CAN Algérie qui nous a vraiment aidés à réaliser ce travail ainsi que tous les personnels de cette entreprise.*

*On remercie en particulier Monsieur Hellal Nassim chercheur à l'USTHB qui nous a beaucoup aidés avec ces rapports sur le massif d'Aokas.*

*À tous ceux qui ont contribué de prêt ou de loin à mener à terme ce travail.*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A Ma chère mère Naima et à mon cher père Mustapha.*

*A Mes chères sœurs : Meryem, Zineb, Lisa et Anfel.*

*Aux Familles : Chekir, Slimoune.*

*A Mes chers(e) amis(e) en particulier : Yasser, Minou, Sofiane, Nassim, Noro, Brahim, Hamza, Bachir, ainsi qu'à tout mes amis de C112 à Aamriw, mes copains de R.U.17 octobre 1967 ....*

*A Tous ceux qui de loin ou de près n'ont cessé de m'apporter leur soutien pendant mes années d'études*

*A Tous les étudiants(e) en master 2 Mines et géologie.*

*Mohammed*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma chère mère Karima et mon cher père Essaid*

*A Mes chères sœurs : Ines, Ahlam et Chorouk.*

*A toute ma Famille.*

*A Mes chers(e) amis(e) en particulier : Nassim, Imad, Mohamed, Salah, Lamin, Saci, mounir, Massi, Koceila, Anis, Zino, Oussama, Chouib et à tout mes copains de chambre I214.*

*A Tous ceux qui de loin ou de près n'ont cessé de m'apporter leur soutien pendant mes années d'études.*

*Nidal*

## Sommaire

### Liste d'Abréviations

### Liste de figures

### Liste de tableaux

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Les massifs rocheux : structure et comportement mécanique</b> ...	3
<b>I.1- Introduction</b> .....	3
<b>I.2- Structure géométrique des massifs rocheux</b> .....	3
<b>I.2.1- Aspect géologique</b> .....	4
<b>I.2.2- Paramètre géométrique des discontinuités</b> .....	7
<b>I.2.3- Modèle géométrique des discontinuités</b> .....	8
<b>I.3- La matrice rocheuse</b> .....	10
<b>I.3.1- Classification géologique des roches</b> .....	10
<b>I.3.2- Comportement mécanique des roches</b> .....	11
<b>I.3.2.1- Résistance en compression</b> .....	11
<b>I.3.2.2- Résistance à la traction</b> .....	12
<b>I.3.2.3- Critère de rupture</b> .....	13
<b>I.4- Les discontinuités</b> .....	13
<b>I.4.1- Morphologie d'une discontinuité</b> .....	14
<b>I.4.2- Comportement mécanique d'une discontinuité</b> .....	15
<b>I.4.2.1- Résistance au cisaillement</b> .....	15
<b>I.4.2.2- Critère de rupture d'une discontinuité</b> .....	16
<b>I.5- Conclusion</b> .....	17
<b>Chapitre II : Méthodes de classification des massifs rocheux</b> .....	18
<b>II.1- Introduction</b> .....	18
<b>II.2- Les classifications géomécaniques</b> .....	18

<b>II.2.1- Types et buts des systèmes de classification</b> .....	<b>18</b>
<b>II.2.2- Rock Quality Designation (RQD)</b> .....	<b>20</b>
<b>II.2.3- Rock Mass Rating (RMR)</b> .....	<b>22</b>
<b>II.2.4- Le Q –Système</b> .....	<b>24</b>
<b>II.2.5-Le Géological Strenght Index (GSI)</b> .....	<b>27</b>
<b>II.3- Slope Mass Raiting (SMR)</b> .....	<b>28</b>
<b>II.4- Commentaire sur les systèmes de classification</b> .....	<b>32</b>
<b>II.5- Conclusion</b> .....	<b>32</b>
<b>Chapitre III : Les mouvements de terrain</b> .....	<b>34</b>
<b>III.1-Introduction</b> .....	<b>34</b>
<b>III.2-Type de mouvement de terrain</b> .....	<b>34</b>
<b>III.2.1-Les mouvements rapides et discontinus</b> .....	<b>34</b>
<b>III.2.1.1-Les écroulements</b> .....	<b>35</b>
<b>III.2.1.2- Les chute de blocs</b> .....	<b>35</b>
<b>III.2.1.3- L’éboulement</b> .....	<b>36</b>
<b>III.2.2- Les mouvements lents et continus</b> .....	<b>37</b>
<b>III.2.2.1- Les glissements</b> .....	<b>37</b>
<b>III.2.2.2- L’affaissement</b> .....	<b>39</b>
<b>III.2.2.3- Le Fluage</b> .....	<b>39</b>
<b>III.2.2.4- Le tassement</b> .....	<b>40</b>
<b>III.2.2.5- Solifluxion</b> .....	<b>40</b>
<b>III.3-Conclusion</b> .....	<b>41</b>
<b>Chapitre IV : Présentation du site d’étude Cap Aokas</b> .....	<b>42</b>
<b>IV.1-Introduction</b> .....	<b>42</b>
<b>IV.2-Situation Géographique</b> .....	<b>42</b>
<b>IV.3-Cadre géologique régional</b> .....	<b>43</b>

<b>IV.3.1-Un domaine septentrional ou Babors sensu stricto (s.s)</b> .....	<b>43</b>
<b>IV.3.2-Un domaine méridional ou subbaborien</b> .....	<b>43</b>
<b>IV.4-Place du secteur d'étude dans l'unité du Barbacha</b> .....	<b>43</b>
<b>IV.5-Tectonique</b> .....	<b>44</b>
<b>IV.6-Sismicité</b> .....	<b>44</b>
<b>IV.7-Géomorphologie de la zone d'étude</b> .....	<b>45</b>
<b>IV.8- Géologie Locale</b> .....	<b>46</b>
<b>IV.8.1- Les calcaires dolomitiques du jurassique inférieur</b> .....	<b>46</b>
<b>IV.8.2-Les calcaires bréchiques intra-formationnels</b> .....	<b>47</b>
<b>IV.8.3-Les marno-calcaire pélitiques d'âge crétacé inférieur</b> .....	<b>47</b>
<b>IV.8.4-Les colluvions grossières quaternaires</b> .....	<b>47</b>
<b>IV.8.5-Les terrasses graveleuses marines</b> .....	<b>48</b>
<b>Chapitre V : Problèmes engendrés par ce massif rocheux</b> .....	<b>49</b>
<b>V.1-Historiques des mouvements gravitaires falaise de Cap Aokas</b> .....	<b>49</b>
<b>V.1.1-Eboulement de Cap Aokas en 2005</b> .....	<b>49</b>
<b>V.1.2-Eboulement d'avril 2014</b> .....	<b>49</b>
<b>V.1.3-Eboulement de février 2015</b> .....	<b>50</b>
<b>V.2-Causes possibles</b> .....	<b>50</b>
<b>V.2.1-Analyse de la fracturation de la zone d'étude</b> .....	<b>50</b>
<b>V.2.2-Les joints de stratification</b> .....	<b>50</b>
<b>V.2.3-Les discontinuités liées à la tectonique</b> .....	<b>51</b>
<b>V.2.4-Karstification</b> .....	<b>52</b>
<b>V.2.5-Hydro-climatologie et Hydrogéologie</b> .....	<b>52</b>
<b>V.3-Conclusion</b> .....	<b>53</b>
<b>Chapitre VI : Etude de confortement contre les éboulements de la falaise Cap Aokas</b> .....	<b>55</b>
<b>VI.1-Introduction</b> .....	<b>55</b>

<b>VI.2-Nature et position des ouvrages de protection</b> .....	<b>55</b>
<b>VI.3-Données topographiques</b> .....	<b>58</b>
<b>VI.4-Calculs de trajectographie</b> .....	<b>59</b>
<b>VI.4.1-Hypothèse de base</b> .....	<b>59</b>
<b>VI.4.2-Aléa de propagation</b> .....	<b>60</b>
<b>VI.4.3-Nature des sols</b> .....	<b>61</b>
<b>VI.4.4-Géométrie du merlon</b> .....	<b>62</b>
<b>VI.4.5-Points de départ des trajectoires</b> .....	<b>63</b>
<b>VI.4.6- Zones de mesures</b> .....	<b>64</b>
<b>VI.5-Résultats</b> .....	<b>65</b>
<b>VI.5.1-Aléa de propagation avant travaux</b> .....	<b>65</b>
<b>VI.5.2-Détermination de l'aléa de propagation résiduel</b> .....	<b>65</b>
<b>VI.5.3-Cas de blocs de 40 m<sup>3</sup></b> .....	<b>68</b>
<b>VI.6-conclusion</b> .....	<b>70</b>
<b>Chapitre VII : Caractérisation et classification du massif d'Aokas</b> .....	<b>71</b>
<b>VII.1-Introduction</b> .....	<b>71</b>
<b>VII.2-Etude des discontinuités</b> .....	<b>71</b>
<b>VII.2.1-Description des discontinuités et des affleurements</b> .....	<b>71</b>
<b>VII.2.1.1- information en en-tête</b> .....	<b>72</b>
<b>VII.2.1.2- caractéristiques rocheuse</b> .....	<b>72</b>
<b>VII.2.2-Mesure de l'orientation des discontinuités</b> .....	<b>74</b>
<b>VII.2.2.1-Mesure de l'espacement</b> .....	<b>74</b>
<b>VII.2.2.2-Persistance</b> .....	<b>75</b>
<b>VII.2.2.3-La forme</b> .....	<b>75</b>
<b>VII.2.2.4-Rugosité</b> .....	<b>75</b>
<b>VII.3-La présentation des données et des mesures</b> .....	<b>76</b>
<b>VII.3.1-Le premier affleurement</b> .....	<b>76</b>

<b>VII.3.1.1-La projection stéréographique .....</b>	<b>78</b>
<b>VII.3.2-Le deuxième affleurement .....</b>	<b>80</b>
<b>VII.3.2.1-La projection stéréographique .....</b>	<b>83</b>
<b>VII.4-Characterisation du massif .....</b>	<b>83</b>
<b>VII.4.1-Calcul du RQD .....</b>	<b>83</b>
<b>VII.4.2-Calcul du RMR .....</b>	<b>85</b>
<b>VII.5-Calcul du SMR .....</b>	<b>87</b>
<b>VII.6-Conclusion .....</b>	<b>88</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>89</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>90</b>
<b>Annexes</b>	

## Liste d'Abbreviations

UCS : La résistance en compression uniaxiale.

E : Le module de Young.

$\nu$  : Le coefficient de Poisson.

$\sigma_t$ : résistance à la traction.

P: charge à la rupture.

D: diamètre de l'éprouvette.

L: longueur de l'éprouvette.

$\tau$ : contrainte de cisaillement

c: cohésion

$\sigma$ : contrainte normale

$\nu$ : angle de frottement interne

$\tau_p$  : la résistance au pic.

c: la cohésion sur la discontinuité.

$\sigma_n$  : la contrainte normale.

$\phi_p$  : l'angle de friction de la discontinuité.

$\tau_r$ : la résistance résiduelle.

$\sigma$  : la contrainte normale.

$\phi_r$  : l'angle de friction résiduel

$\tau$  : la résistance au cisaillement.

$\sigma'$ : la contrainte normale.

$\phi_r$ : l'angle de friction résiduel de la discontinuité.

JRC (Joint Roughness Coefficient): le coefficient de rugosité, qui peut être estimé à partir des profils de joints.

JCS (Joint Compressive Strength): le coefficient qui représente la résistance à la compression du joint.

RQD: Rock Quality Designation.

RMR: Rock Mass Rating.

A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte;

A2: *Rock Quality Index* (RQD);

A3 : Espacement des diaclases;

A4 : Condition des joints;

A5 : L'état d'infiltration d'eau souterraine; et

A6 : Orientation des discontinuités.

Q –Système: Mass Quality ou Tunnelling Quality Index

JN: Nombre de familles de joints.

JR: Indice de rugosité des joints.

JA: Indice de l'altération des joints.

JW: Facteur de réduction pour la présence d'eau.

SRF: Facteur de réduction pour les contraintes in situ.

SMR: Slope Mass Rating

F1, F2, F3: Sont des facteurs d'ajustement liés à joint orientation par rapport à l'orientation des pentes.

F4 : facteur de correction.

A : désigne l'angle entre les frappes de la face de la pente ( $p$ ) et celle des articulations ( $A_j$ ), soit (comme  $\alpha_j$ ).

Bj : angle d'inclinaison de discontinuité.

KJ : kilos jouls

## Liste de figures

### Chapitre I:

<b>Fig I.1:</b> Structure géométrique du massif rocheux de calcaire à la falaise d'Aokas (Bejaia) ..	4
<b>Fig I.2 :</b> Différentes structures géométriques des massifs rocheux fracturés .....	5
<b>Fig I.3:</b> Types de structures des massifs rocheux avec les représentations statistiques correspondantes .....	6
<b>Fig I.4 :</b> Mesures de l'orientation du plan de discontinuité, différents types de repérage .....	7
<b>Fig I.5:</b> Modèles géométriques des discontinuités .....	9
<b>Fig I.6:</b> Schéma de principe d'un essai de compression uniaxiale .....	11
<b>Fig I.7:</b> Schéma de principe d'un essai de compression triaxiale .....	12
<b>Fig I.8:</b> Dispositif pour un essai brésilien .....	13
<b>Fig I.9 :</b> Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux .....	15
<b>Fig I.10:</b> Schéma de principe d'un essai de cisaillement .....	16
<b>Fig I.11:</b> Résistance de cisaillement d'un joint .....	17

### Chapitre II:

<b>Fig II.1:</b> Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR .....	22
<b>Fig II.2 :</b> orientation d'une pente de type plane .....	29

### Chapitre III :

<b>Fig III.1 :</b> Chute de bloc au Cap Aokas en février 2015 .....	36
<b>Fig III.2 :</b> Eboulement rocheux .....	36
<b>Fig III.3:</b> Schéma des deux types de glissement .....	38
<b>Fig III.4 :</b> Affaissement sur la route nationale N24, reliant Bejaia à Tizi-Ouzou par Azzefoun .....	39
<b>Fig III.5 :</b> Exemple d'un fluage .....	39
<b>Fig III.6 :</b> Le tassement .....	40
<b>Fig III.7:</b> Schéma du mécanisme de solifluxion .....	41

### Chapitre IV :

<b>Fig IV.1 :</b> extrait de la carte topographique de Bejaia .....	42
<b>Fig IV.2 :</b> La carte géologique du massif Aokas .....	46

### Chapitre V :

<b>Fig V.1 :</b> Eroulement de la falaise rocheuse en 2005 .....	49
--	----

<b>Fig V.2 :</b> Dégâts causés par l'éboulement de février 2015 .....	50
<b>Fig V.3 :</b> Plan de stratification à l'ancienne route RN9 .....	51
<b>Fig V.4 :</b> Karstification près de la route RN9 (Partie Est du massif) .....	52
<b>Chapitre VI :</b>	
<b>Fig VI.1 :</b> positionnement des ouvrages de protection .....	56
<b>Fig VI.2 :</b> Localisation des écrans EC1 à EC4 et du merlon .....	56
<b>Fig VI.3 :</b> écran EC2 et EC3 respectivement .....	57
<b>Fig VI.4 :</b> positionnement des écrans EC1 EC2 EC3 .....	57
<b>Fig VI.5:</b> positionnement de l'écran EC4 .....	58
<b>Fig VI.6 :</b> (a) courbe de niveau tous les 0.5m (b) modélisation de la falaise (MNT) (c) Leica Scan station P20 scanner laser Ultra-rapide .....	59
<b>Fig VI.7 :</b> Nature des sols .....	62
<b>Fig VI.8 :</b> Géométrie du merlon coté Aokas .....	63
<b>Fig VI.9 :</b> Géométrie du merlon coté Bejaia .....	63
<b>Fig VI.10 :</b> Les zones de départ de trajectoire .....	64
<b>Fig VI.11 :</b> Les zones de mesures .....	65
<b>Fig VI.12 :</b> Représentation d'une sélection de 1000 trajectoires avec le dispositif d'écrans en place et le merlon .....	66
<b>Fig VI.13 :</b> Les points d'arrêt des trajectoires pour 100 000 trajectoires modélisées .....	67
<b>Fig VI.14 :</b> un cas de franchissement du merlon .....	67
<b>Fig VI.15 :</b> Répartition cumulée des énergies maximums observées lors de la chute de 100000 blocs sur une vue en plan. La ligne représentant la position du parement amont du merlon n'est pas sollicitée au delà de 25 000 Kj .....	69
<b>Chapitre VII :</b>	
<b>Fig VII.1:</b> conseil pour l'orientation des ensembles de discontinuités .....	74
<b>Fig VII.2 :</b> plan d'un affleurement avec deux ensembles de discontinuités .....	75
<b>Fig VII.3:</b> profils de référence et chiffres-clés pour la détermination du coefficient de rugosité du joint (JRC) .....	76
<b>Fig VII.4 :</b> des photos du premier affleurement .....	78
<b>Fig VII.5:</b> Projection stéréographique des discontinuités du premier affleurement .....	80
<b>Fig VII.6:</b> l'affleurement du deuxième site .....	82
<b>Fig VII.7 :</b> projection stéréographique des discontinuités du deuxième affleurement .....	83
<b>Fig VII.8 :</b> des photos de fenêtres réalisées pour estimer le nombre de joints par m <sup>2</sup> .....	84



## Liste de tableaux

### Chapitre II :

<b>Tableau II.1:</b> Systèmes de classification du massif rocheux .....	19
<b>Tableau II.2 :</b> corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux.....	21
<b>Tableau II.3 :</b> Classification du massif rocheux selon le RMR; traduit de Bieniawski .....	24
<b>Tableau II.4:</b> Paramètres de la classification du système Q .....	25
<b>Tableau II.5 :</b> Évaluation de la cote Q et de la qualité du massif .....	27
<b>Tableau II.6 :</b> le Tableau de classification de Romana (Annexe 1) [26] .....	30
<b>Tableau II.7 :</b> Les différentes classes de stabilité par la valeur du SMR .....	31
<b>Tableau II.8:</b> les suggestions de soutènement selon la classe du SMR .....	31

### Chapitre VI :

<b>Tableau VI.1 :</b> les aléas de propagation par trajectographie .....	61
<b>Tableau VI.2 :</b> Les résultats obtenus par comptage .....	68

### Chapitre III :

<b>Tableau III.1 :</b> Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après Campy M, Macaire J.J. 2003) .....	37
---	----

### Chapitre VII :

<b>Tableau VII.1:</b> Critère d'estimation de la résistance de la roche .....	72
<b>Tableau VII.2 :</b> degrés d'altération de la roche .....	73
<b>Tableau VII.3 :</b> Résultats des essais géomècaniques au laboratoire, moyennes régionales .	85
<b>Tableau VII.4 :</b> les valeurs du RMR et ces paramètres dans des différentes valeurs .....	85
<b>Tableau VII.5 :</b> les valeurs du SMR .....	87

# **INTRODUCTION GENERALE**

## **Introduction générale :**

Un massif rocheux sur lequel ou dans lequel on va faire une caractérisation est, a priori, un objet parfaitement défini. Ses caractéristiques lithologiques, structurales, géomécaniques sont des données dont les variations dans le temps et l'espace obéissent à des lois objectives accessibles à l'observation et à la mesure. Toutefois, en pratique, cette connaissance est toujours très imparfaite. Elle résulte de l'interprétation et de la synthèse d'un ensemble de données résultant :

- De la connaissance de l'histoire géologique du site,
- De l'examen des affleurements,
- Des reconnaissances par méthodes géophysiques,
- Des données de sondages,
- Des résultats d'essais de laboratoire et d'essais in situ.

Les roches et les massifs rocheux sont à la fois complexes et opaques. Même les plus simples en apparence peuvent réserver des surprises. Pour connaître leurs composants, leurs structures, et ce qui s'y passe, l'ingénieur dispose de méthode de reconnaissance et d'auscultation, depuis les méthodes de la géologie << traditionnelle >> avec le marteau et la boussole, jusqu'à des technologies et métrologies de pointe, en passant par des techniques classiques (forage, prélèvement d'échantillons, essais de laboratoire et in situ, méthodes géophysiques, etc.), toutes méthodes qui font des progrès plus ou moins rapides. On s'attachera surtout ici aux aspects qui concernent le comportement mécaniques [7].

Les trois premiers chapitres étant à caractère bibliographique.

Nous présenterons, dans le chapitre 1, une étude bibliographique concernant la structure géométrique des discontinuités et leur comportement mécanique, ainsi que celui de la matrice rocheuse.

- Le chapitre 2 est en rapport avec les méthodes de classification des massifs rocheux. Nous exposerons, en premier lieu, les classifications géomécaniques les plus utilisées (RQD, RMR, Q-system, GSI et SMR). Puis, nous présenterons leurs avantages, les différentes corrélations existant entre leurs indices et les paramètres mécaniques des massifs rocheux.
- Le chapitre 3 on parlera des mouvements de terrain qui ont des caractéristiques à être difficilement prévisible et constituent un danger pour la vie humaine, en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement. Qui a un rapport avec les la structure du massif rocheux.

- Les chapitres 4 et 5, on fera une présentation du site d'étude Cap Aokas sa situation géographique ainsi que son cadre géologique et bien sur la géologie locale et les problèmes engendrés par ce massif, l'historique des accidents survenus les dégâts et les causes possibles de ces accidents qui sont en relation avec le comportement mécanique de ce massif
- Le chapitre 6 on présentera l'étude de confortement réalisée par IMSRN (Algérie) (Ingénierie des mouvements des sols et des risques naturels) et les différents ouvrages de protection et leur positionnement ainsi que l'étude trajectographique des chutes des blocs.
- Le chapitre 7 on applique les calculs mesurés sur site pour calculer le RMR afin de définir la qualité de la roche du massif pour le classier, et l'utiliser pour calculer le SMR ce dernier nous qualifie la nature de la pente de la falaise et nous permet d'avoir des recommandations de stabilisation et soutènement.

# CHAPITRE I

## **Chapitre I : Les massifs rocheux : structure et comportement mécanique**

### **I.1- Introduction :**

Dans ce chapitre nous présentons une étude bibliographique sur les constituants d'un massif rocheux. Elle concerne la structure géométrique des discontinuités, leur comportement mécanique ainsi que celui de la matrice rocheuse. Ce chapitre présente une matière bibliographique bien utile pour la définition :

- Des familles de fractures pour lesquelles l'application de la méthode de classification est pertinente.
- Des propriétés élastoplastiques définissant les lois de comportement d'une matrice rocheuse ainsi que de leur ordre de grandeur pour différents types de roche.
- Des caractéristiques géométriques des fractures ainsi que de leur plage de variation.
- Des paramètres caractérisant le comportement élastoplastique des discontinuités ainsi que de leur ordre de grandeur.

Une analyse des différents sujets cités ci-dessus est établie. Nous nous servons de cette analyse pour appuyer le choix des divers paramètres géométriques et mécaniques de la roche et des discontinuités que nous ferons au un autre chapitre pour établir la base de données de notre classification numérique.

### **I.2- Structure géométrique des massifs rocheux :**

Les massifs rocheux, structures très complexes, sont formés d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrice rocheuse qui sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques (Fig I.1).



**Fig I.1:** Structure géométrique du massif rocheux de calcaire à la falaise d'Aokas (Bejaia).

Le comportement mécanique des massifs rocheux est un facteur essentiel dans le dimensionnement des ouvrages qui y sont exécutés. Afin de comprendre, expliquer et modéliser ce comportement, il est nécessaire de connaître la structure géométrique ou plus précisément le modèle de distribution géométrique des fractures, ainsi que les propriétés mécaniques de chacune des composantes que sont la matrice rocheuse et les discontinuités.

### **I.2.1- Aspect géologique :**

Pour étudier le comportement mécanique ou hydraulique d'un massif rocheux, il est essentiel de connaître son degré de fracturation ainsi que la répartition des discontinuités dans l'espace. Des mesures in-situ permettent de définir les diverses familles de discontinuités et leurs paramètres de façon statistique.

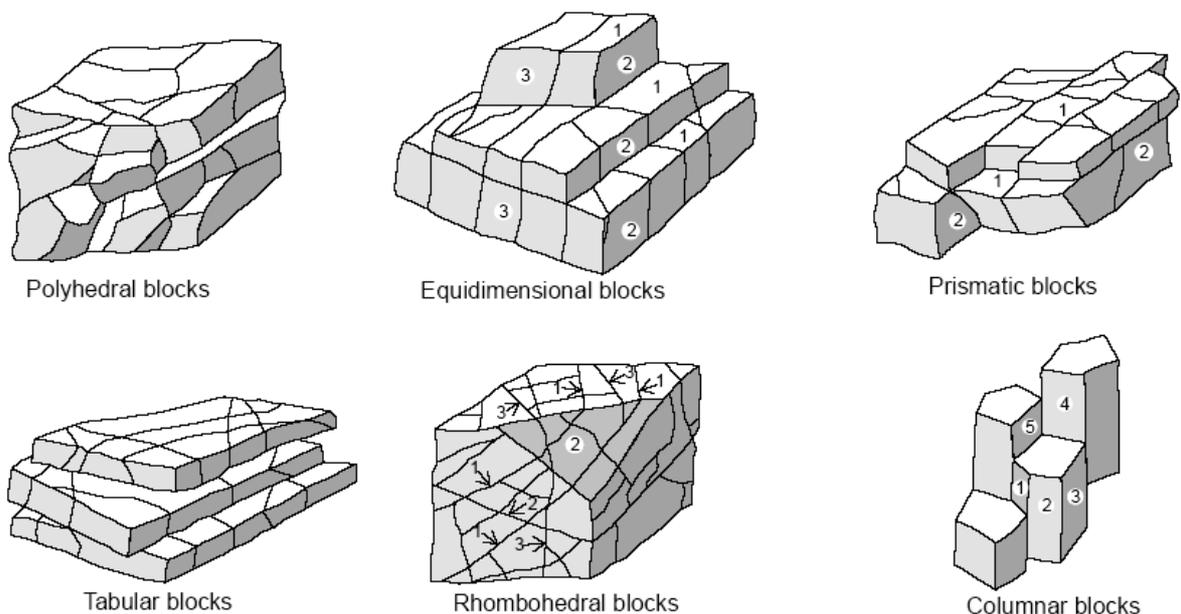
L'ensemble des discontinuités dans un massif rocheux est le résultat de la superposition de différentes familles. Chaque famille peut avoir des lois de distribution et des caractères statistiques différents. Donc, pour ajuster les lois de distribution d'une famille, il faut distinguer cette famille dans l'ensemble des discontinuités. La méthode classique de classification est celle de la projection stéréographique.

L'objectif principal d'une étude géométrique des discontinuités est de déterminer :

- Si elles sont classables en familles (orientations voisines)
- Si elles structurent le massif rocheux en blocs (continuité et connectivité importantes).

Le premier classement des discontinuités observées sur le terrain consiste à les grouper en populations homogènes du point de vue structural ; il faut donc préciser la nature géologique et tectonique de tous les éléments structuraux relevés.

Divers auteurs ont essayé de regrouper les structures géométriques des massifs rocheux dans des catégories bien définies. La figure 1.2 illustre une série de massifs rocheux citée par Palmström [1995]. Nous distinguons les massifs à blocs polyédriques, equidimensionnels, prismatiques ou en colonnes, les massifs à bancs minces dont l'épaisseur est moins épaisse que leur longueur et les massifs comprenant plusieurs familles de fractures.

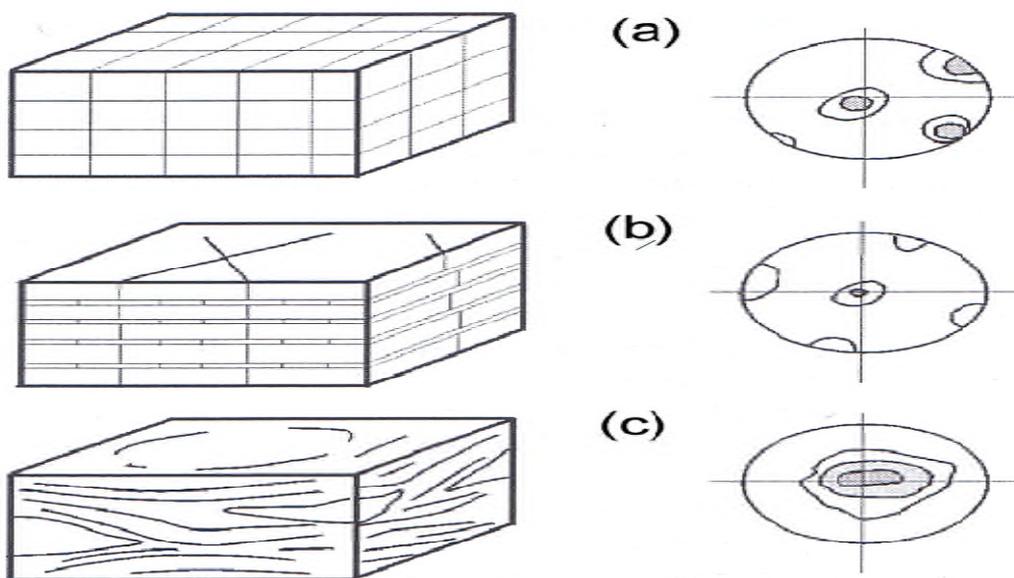


**Fig I.2 :** Différentes structures géométriques des massifs rocheux fracturés. [1]

Le Manuel de Mécanique de Roche (CFMR-MMR [2000]) vient appuyer dans ce sens la définition des divers types déjà cités ci-dessous. Parmi plusieurs variantes plus complexes mais moins significatives, trois modèles géométriques principaux sont illustrés dans (Fig I.3)

- Formés de blocs parallélépipédiques (Fig I.3-a), beaucoup de granites et de calcaires massifs montrent trois familles de fractures trirectangulaires. Tous les joints sont continus. Afin de calculer les propriétés mécaniques d'un tel massif, des solutions analytiques sont possibles. Toutefois il faut noter que cette forme géométrique paraît très idéalisée.

- Le schéma de la figure (I.3-b) représente un massif à caractère sédimentaire dont l'une des directions prend davantage d'importance et les diaclases perpendiculaires sont moins continues. Cette définition peut correspondre à des calcaires à bancs minces, des alternances de marnes et de calcaires, de grés et de marnes des formations appelées flyschs ou des roches schisteuses. Les observations montrent que l'espacement entre les bandes est souvent équivalent à la taille des diaclases ou à sa moitié. Ces types de massifs sont très courants mais non accessibles à des traitements analytiques simples; le recours à des méthodes d'homogénéisation numériques nous semble très pertinent. Du point de vue géométrique, la structure de ces massifs est définie par un nombre limité de paramètres que nous préciserons dans le paragraphe suivant.
- Souvent situées dans des zones tectonisées, les roches écrasées comme les schistes et les brèches de faille présentent une direction d'anisotropie largement dispersée. Dans un tel type de massif (Fig I.3-c), la précision d'un nombre bien défini de familles de fractures n'est pas évidente. Toutefois, des méthodes empiriques approximatives permettent le calcul de leurs propriétés mécaniques. [2]



a- Roche massive à trois familles grossièrement équivalentes

b- Massif rocheux stratifié ou schisteux à une famille prépondérante

c- Roche écrasée ou schiste froissé où la famille prépondérante est largement dispersée

**Fig I.3:** Types de structures des massifs rocheux avec les représentations statistiques correspondantes. [3]

### I.2.2- Paramètre géométrique des discontinuités :

La modélisation de la distribution spatiale et de l'emplacement des familles de fractures dans un massif rocheux fracturé est fondée principalement sur la connaissance des paramètres géométriques des discontinuités. Chacun de ces derniers est associé à une variable aléatoire dont les lois de distribution sont déduites des données acquises sur le terrain. Dans ce qui suit nous définissons sommairement chacun de ces paramètres. Cette définition est un préalable nécessaire à l'établissement de notre classification numérique.

#### A- Orientation :

Les orientations des discontinuités déterminent la forme de blocs individuels existant dans un massif rocheux et par suite elles sont responsables de leur anisotropie qui gouverne leur comportement hydraulique et mécanique.

Une première hypothèse simplificatrice sur la géométrie des discontinuités consiste à supposer que ces surfaces sont des plans. La représentation d'un plan dans l'espace peut se faire de diverses manières à partir du vecteur pendage ou de la normale orientée.

Le pendage est l'angle que fait la ligne de plus grande pente avec l'horizontale. La direction, ou azimut, est l'angle que fait l'horizontale du plan de la discontinuité avec le Nord magnétique.

La distribution de l'orientation et du pendage est souvent représentée par une loi hémisphérique, normale ou log-normale. [2]

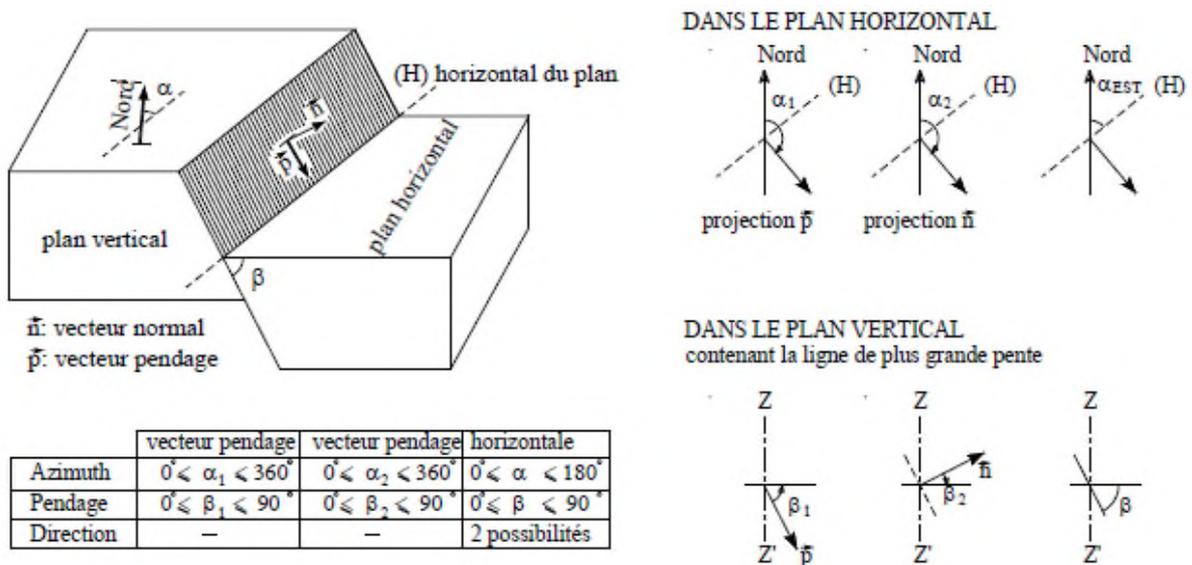


Fig I.4 : Mesures de l'orientation du plan de discontinuité, différents types de repérage [38]

### **B- Extension :**

La taille des fractures conditionne, avec leur orientation et leur espacement, leur probabilité d'intersection. Par conséquent, elle joue un rôle essentiel dans la connectivité des blocs. Une fracture est souvent assimilée à une forme géométrique simple dont une dimension particulière définit son extension (exemple : diamètre d'un disque dans l'espace, longueur d'un segment dans un plan). Cette dimension n'est pas accessible directement ; il faut la déduire de la continuité des traces observées sur l'affleurement. Les diamètres peuvent suivre une loi exponentielle décroissante ou log-normale. [2]

### **C- Espacement :**

C'est la distance moyenne qui sépare deux intersections successives d'une ligne droite, appelée également ligne d'échantillonnage, avec les traces de fractures d'un affleurement. Cette grandeur dépend de la ligne de levé et de l'extension des discontinuités. En effet, pour un nombre constant de traces sur une surface, les traces longues ont plus de chances d'être intersectées par la ligne de levé et paraissent plus rapprochées. [2]

### **D- Densité :**

Cette grandeur est en relation directe avec l'espacement. Les modèles géométriques des discontinuités décrivent leur position dans l'espace en précisant la localisation d'un point représentatif, par exemple, le centre d'un disque ou d'un segment qui est souvent ajusté par une loi uniforme. Le nombre de centres considérés dans un volume ou sur une surface définit, respectivement, la densité volumique et la densité surfacique des fractures. Quant à la densité linéique, elle est définie comme étant l'inverse de l'espacement ou le nombre d'intersections entre les discontinuités et la ligne d'échantillonnage. [2]

### **E- Ouverture :**

Ce paramètre affecte largement la perméabilité des discontinuités et par suite leur comportement hydraulique. Il est défini comme étant la distance entre les deux épontes d'une discontinuité mesurée perpendiculairement à son plan moyen et il suit généralement une loi exponentielle décroissante ou log-normale. La détermination de l'ouverture est limitée souvent aux relevés examinés directement sur un affleurement ou sur des carottes de sondages. [2]

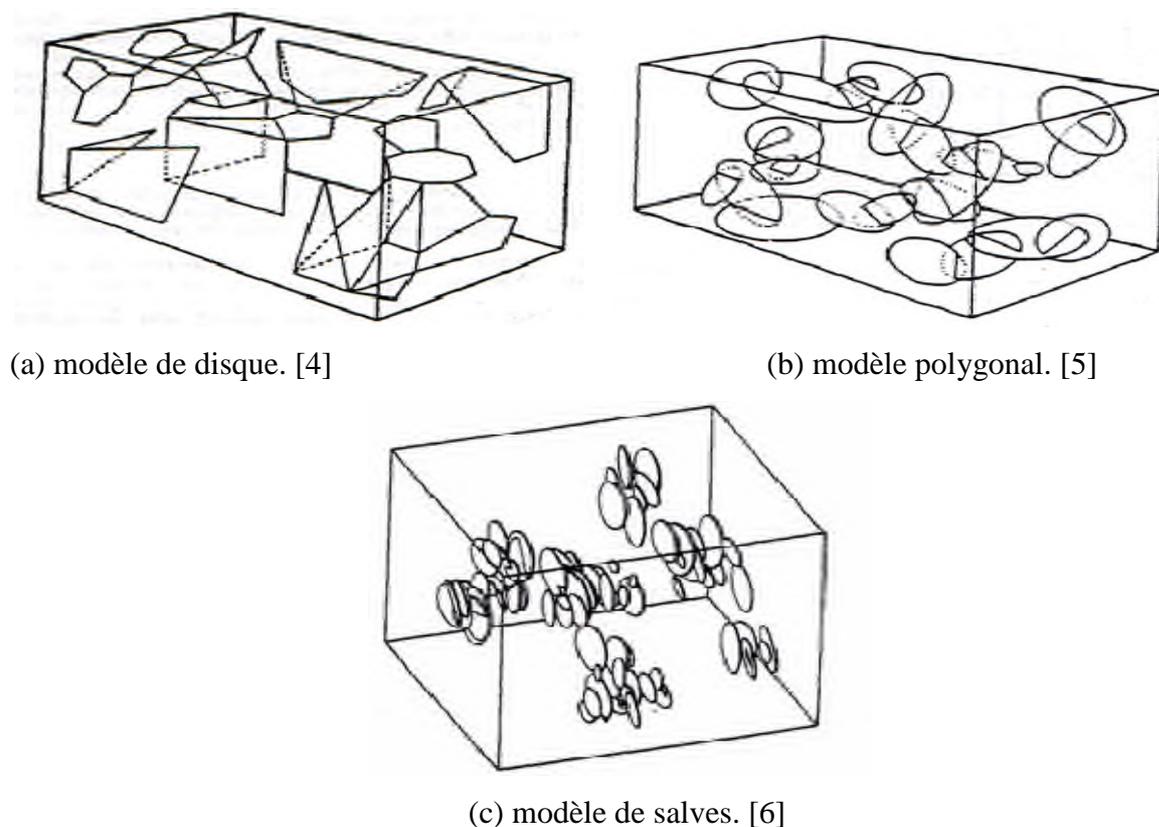
### **I.2.3- Modèle géométrique des discontinuités :**

Les lois caractérisant le processus de répartition des fractures dans l'espace et les paramètres géométriques des fractures sont estimées à partir du traitement statistique ou géostatistique des discontinuités. Ces lois sont introduites dans des modèles géométriques de simulation qui génèrent les fractures dans un espace tridimensionnel.

Plusieurs modèles géométriques existent dans la littérature. A savoir, les plans poissonniers de Dershowitz [1984] (Fig I.5-a) et les disques de Baecher et al. [1977] (Fig I.5-b) qui sont les plus utilisés grâce à leur traitement mathématique simple. Ce modèle présente un intérêt qui réside dans la possibilité d'estimer la loi de distribution des diamètres des disques à partir de la longueur des traces.

Le processus de génération des familles s'effectue suivant des méthodes diverses. Nous distinguons, parmi les plus employés, le processus de Poisson à densité constante  $\lambda v$  dans lequel les centres de disques sont générés dans un volume  $V$  en tirant au hasard leur nombre  $N$  suivant une loi de Poisson de densité  $\lambda vV$ . Ensuite les coordonnées des centres sont réparties suivant une loi uniforme. Cette phase est suivie par une génération de l'orientation, du diamètre et de l'ouverture de chaque discontinuité d'une manière indépendante par tirage au hasard dans la distribution correspondante.

Le modèle des salves est plus complexe que celui de Poisson à densité uniforme. Il a été utilisé par plusieurs auteurs pour simuler des réseaux de fractures (Massoud [1987] et Billaux [1990]). Dans ce modèle, la densité des fractures n'est pas constante et les fractures sont régionalisées dans l'espace (Fig I.5-c).



**Fig I.5:** Modèles géométriques des discontinuités.

Afin de générer les familles de fractures de notre classification numérique, le modèle des disques a été utilisé. Les centres de ces derniers ont été distribués dans l'espace suivant un processus de Poisson à densité uniforme.

### **I.3- La matrice rocheuse :**

#### **I.3.1- Classification géologique des roches :**

Le Comité Français de Mécanique des Roches (CFMR-MMR [2000]) définit la roche comme étant « un assemblage de minéraux qui ont acquis des liaisons plus ou moins fortes au cours de leur histoire géologique ». [2]

Trois catégories principales sont à l'origine de la classification des roches :

**a- les roches magmatiques :** Les roches magmatiques sont issues de la solidification de magmas siliceux, liquides aux hautes températures et pressions qui règnent au contact du manteau et de la lithosphère ; les magmas très siliceux ( $\approx 75\%$ ), très visqueux, de type granitique se solidifient lentement en profondeur pour produire les roches plutoniques ; les magmas moins siliceux ( $\approx 50\%$ ), assez fluides, de type basaltique, se solidifient rapidement en surface pour produire les roches volcaniques. Entre ces deux pôles, on pourrait en fait caractériser une variété continue de magmas, diversifiés selon leur teneur relative en silice et silicates ferro-magnésiens, et donc de roches magmatiques.

**b- Les roches sédimentaires :** elles résultent de la décomposition des roches d'origine magmatiques ou métamorphiques et couvrent plus de trois quarts de la surface des continents et presque la totalité des fonds des océans. Elles sont caractérisées par leur épaisseur limitée (calcaires, grés, roches argileuses...).

**c- Les roches métamorphiques :** les roches métamorphiques sont issues de roches magmatiques et /ou sédimentaires retournées en profondeur par l'effet de la tectonique de plaques, recristallisées sans fusion selon la température et /ou la pression atteintes et revenues à la surface par érosion. Leur minéraux principaux sont les même que ceux des roches magmatiques, mais le plus souvent ce ne sont plus ceux des roches transformées. Il en va de même pour leurs structures et leurs textures ; la plupart ont une structure schisteuse et une texture foliées en raison de l'orientation commune des minéraux qui les composent et de leur répartition en lits. [7]

#### **I.3.2- Comportement mécanique des roches :**

Le comportement d'un massif rocheux est complexe, car il dépend des propriétés mécaniques des roches et des discontinuités ainsi que de leurs interactions. Le roc intact est défini en termes d'ingénierie comme étant de la roche ne contenant aucune cassure significative. En mécanique des roches, le comportement des roches est caractérisé par les essais suivants :

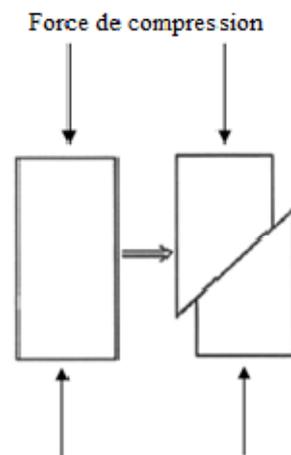
- L'essai de la résistance en compression uniaxiale (NF P 94-420);
- L'essai de la résistance en compression triaxiale (NF P 94-423);
- L'essai de la résistance en tension;
- L'essai du double poinçonnement.

### I.3.2.1- Résistance en compression :

La résistance en compression est la résistance qu'oppose une roche à la rupture lorsqu'elle est soumise à une sollicitation de compression. Elle est définie par la résistance en compression qui correspond à la contrainte normale maximale supportée par la roche, le module de Young ou module d'élasticité qui correspond à la rigidité de la roche et le coefficient de Poisson qui reflète l'élasticité de la roche. Ces paramètres sont obtenus grâce à l'essai de compression uniaxiale décrit ci-dessous.

#### a- Essai de compression uniaxiale (NF P 94-420):

Le principe du test consiste à appliquer d'une manière croissante une force de compression sur une carotte de roc intact selon son axe longitudinal (Fig I.6).



**Fig I.6:** Schéma de principe d'un essai de compression uniaxiale. [8]

$$P = F/S \quad (I.1)$$

P : La pression

F : La force

S : La surface

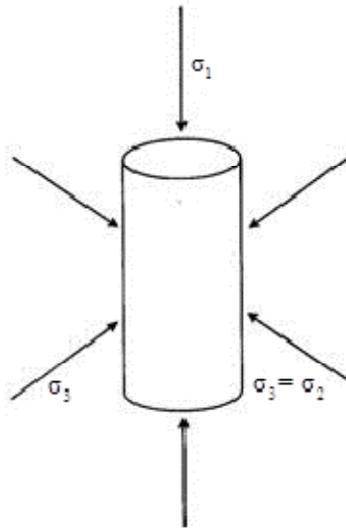
Les paramètres à déterminer au cours de cet essai sont :

- La résistance en compression uniaxiale (UCS) de la roche qui correspond à la contrainte normale au moment de la rupture de la roche;
- Le module de Young (E) qui correspond à la pente de la zone élastique de la courbe contrainte – déformation axiale de l'échantillon;

- Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) qui correspond à la pente de la courbe déformation latérale - déformation axiale de l'échantillon.

**b- Essai de compression triaxiale (NF P 94-423):**

L'essai de compression triaxiale est destiné à mesurer la résistance d'échantillons cylindriques de roche soumis à un état de compression triaxiale (Fig I.7). Il permet d'obtenir les valeurs nécessaires à la détermination de l'enveloppe de rupture ainsi que les valeurs d'angle de frottement interne et de cohésion apparente.



**Fig I.7:** Schéma de principe d'un essai de compression triaxiale [8].

**I.3.2.2- Résistance à la traction (NF P 94-422) :**

La résistance à la traction est la résistance qu'oppose une roche à la rupture lorsqu'elle est soumise à une sollicitation de tension. L'essai brésilien permet de mesurer de façon indirecte la résistance à la traction de la roche. Son principe est de mettre sous contrainte de tension une carotte de roche par application d'une force de compression suivant son diamètre. La figure 1.7 présente un dispositif pour un essai brésilien.

La résistance à la traction de la roche testée se calcule comme suit [9]:

$$\sigma_t = (2P) / (\pi DL) \quad (I.2)$$

$\sigma_t$ : résistance à la traction; P: charge à la rupture; D: diamètre de l'éprouvette; L: longueur de l'éprouvette.

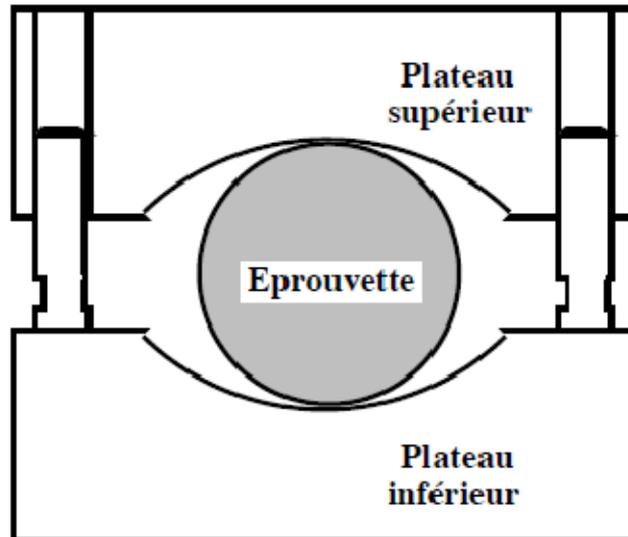


Fig 1.8: Dispositif pour un essai brésilien [9]

### I.3.2.3- Critère de rupture :

Un critère de rupture est une relation théorique ou empirique qui caractérise la rupture d'une roche. Il permet de définir par une courbe, les zones de stabilité et d'instabilité de la roche soumise à des sollicitations (compression avec ou sans confinement, traction). Les principaux critères de rupture du roc intact sont le critère de Mohr-Coulomb et le critère de Hoek-Brown. Ce dernier sera développé à la section 2.4. Le critère de Mohr-Coulomb s'exprime sous la forme :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \nu \quad (\text{I.3})$$

$\tau$ : contrainte de cisaillement

$c$ : cohésion

$\sigma$ : contrainte normale

$\nu$ : angle de frottement interne

### I.4- Les discontinuités :

Une discontinuité est définie comme étant toute cassure mécanique ou fracture ayant une résistance en tension négligeable dans une roche (Priest, 1993). Il est important de distinguer entre les discontinuités naturelles, qui ont une origine géologique et les discontinuités artificielles qui sont créées par des activités humaines comme l'excavation d'un massif rocheux. Bien que les discontinuités aient souvent une géométrie irrégulière ou ondulée, il y a

généralement une échelle à laquelle la surface totale ou une partie de cette surface est suffisamment plane pour qu'elle soit représentée par une seule valeur d'orientation [10].

#### **I.4.1- Morphologie d'une discontinuité :**

Plusieurs paramètres caractérisent la morphologie d'une discontinuité. Nous présentons leur définition de la façon suivante [11] :

- **Type de roche :** Le type de roche est défini par son origine qui peut être sédimentaire, ignée ou métamorphique.
- **Type de discontinuité :** Les types de discontinuité s'étendent des joints de tension de longueur limitée à des failles pouvant atteindre plusieurs kilomètres.
- **Persistance :** C'est la mesure de la longueur continue ou de la surface d'une discontinuité. La longueur des traces des discontinuités est la seule quantification possible de la dimension des discontinuités sur le terrain.
- **Rugosité :** La rugosité d'une surface de discontinuité est souvent un élément important en matière de résistance au cisaillement, en particulier là où la discontinuité est sans déplacement et imbriquée. La rugosité devient moins importante lorsque la discontinuité est remplie.
- **Résistance des épontes :** La résistance de la roche formant les parois des discontinuités influence la résistance au cisaillement des surfaces rugueuses. Lorsque des contraintes élevées, par rapport à la résistance des épontes, sont générées à des points de contact locaux durant le cisaillement, les aspérités seront broyées ou cisillées et conduiront à une réduction de la composante relative à la rugosité de l'angle de frottement.
- **Désagrégation :** La désagrégation contribue à la réduction de la résistance de cisaillement des discontinuités et du massif rocheux.
- **Ouverture :** C'est la distance perpendiculaire séparant deux épontes adjacentes d'une discontinuité ouverte.
- **Type de remplissage :** C'est le matériau séparant les épontes adjacentes d'une discontinuité.
- **Écoulement :** L'emplacement de l'infiltration de discontinuités fournit des informations sur l'ouverture parce que le débit des eaux souterraines se concentre presque entièrement dans les discontinuités (perméabilité secondaire).

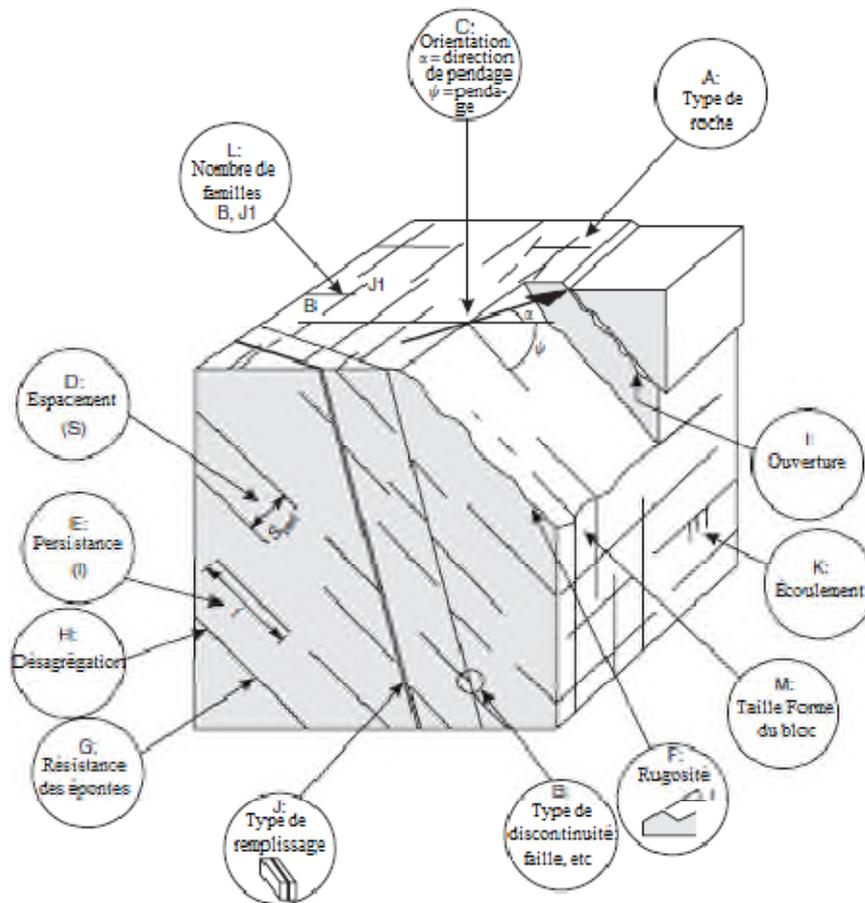


Fig 1.9 : Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux [11].

#### I.4.2- Comportement mécanique d'une discontinuité :

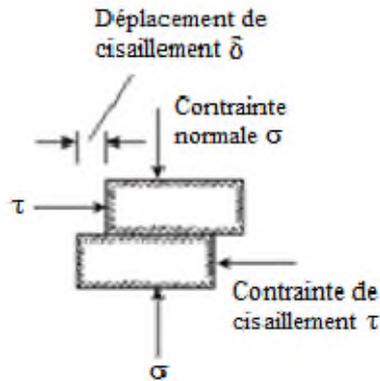
En vue de déterminer les paramètres affectant leurs propriétés mécaniques et sous l'hypothèse d'une résistance négligeable à la traction, il est nécessaire de soumettre une discontinuité à un essai de cisaillement et un essai de compression, ces essais permettent de mesurer certains paramètres utiles pour la caractérisation du comportement mécanique des discontinuités in-situ.

##### I.4.2.1- Résistance au cisaillement (XP P 94-424) :

La résistance au cisaillement d'une discontinuité est la contrainte tangentielle maximale atteinte lors d'un déplacement tangentiel relatif des épontes d'une discontinuité. La résistance au pic et la résistance résiduelle sont déterminées au moyen d'un essai de cisaillement tel que décrit ci-dessous.

L'essai de cisaillement consiste à induire un déplacement relatif des deux épontes d'une discontinuité en maintenant la vitesse constante (Fig I.10). Une contrainte normale  $\sigma$  est appliquée et maintenue constante pendant toute la durée de l'essai. Au cours de cet essai, la

contrainte tangentielle sur le joint augmente progressivement avec le déplacement tangentiel  $\delta$  jusqu'à atteindre un maximum qui correspond à la résistance au pic de la discontinuité. Au-delà de cette résistance, la contrainte tangentielle décroît plus ou moins fortement pour atteindre un palier caractérisant la résistance résiduelle.

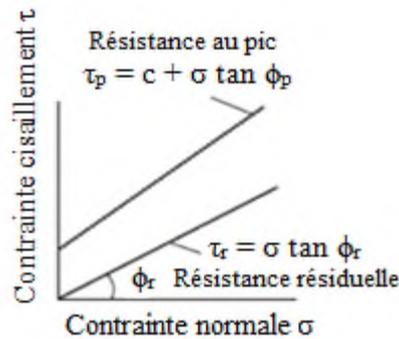


**Fig I.10:** Schéma de principe d'un essai de cisaillement; [11]

Un aspect important du comportement mécanique des discontinuités est leur déformabilité. Cette dernière peut être mieux expliquée par les courbes contrainte-déplacement. Sur ces courbes, la raideur normale de discontinuité est décrite comme le taux de variation de la contrainte normale par rapport aux déplacements normaux. La raideur tangentielle est définie par le taux de variation de la contrainte tangentielle par rapport aux déplacements tangentiels [9].

#### **I.4.2.2- Critère de rupture d'une discontinuité :**

Un critère de rupture d'une discontinuité est une relation théorique ou empirique qui caractérise la rupture d'une discontinuité soumise à une sollicitation de cisaillement. Il permet de définir par une courbe, les zones de stabilité et d'instabilité de la discontinuité soumise à des sollicitations de cisaillement. La résistance au cisaillement d'une discontinuité est généralement décrite par le critère de rupture de Mohr-Coulomb défini par une cohésion et un angle de frottement. La figure I.11 illustre la définition de la résistance résiduelle et au pic d'une discontinuité. Cet essai s'effectue en laboratoire sur des petits échantillons rendant ainsi difficile l'extrapolation des résultats à l'échelle du massif rocheux. En effet, au fur et à mesure que le volume du massif rocheux pris en compte augmente, le nombre de fractures devient important et l'effet d'échelle et l'anisotropie du massif rocheux doivent être considérés.



**Fig I.11:** Résistance de cisaillement d'un joint; [11].

La résistance au pic en cisaillement d'une discontinuité s'exprime par :

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi_p \quad (I.4)$$

$\tau_p$  : la résistance au pic;  $c$  : la cohésion sur la discontinuité;  $\sigma_n$  : la contrainte normale;  $\phi_p$  : l'angle de friction de la discontinuité.

La résistance résiduelle en cisaillement d'une discontinuité s'exprime par :

$$\tau_r = \sigma \tan \phi_r \quad (I.5)$$

$\tau_r$ : la résistance résiduelle;  $\sigma$  : la contrainte normale;  $\phi_r$  : l'angle de friction résiduel

Barton a proposé un critère de rupture de nature semi-empirique dans lequel la résistance au cisaillement dépend de la rugosité des épontes. Ce critère s'exprime par la relation suivante [12]:

$$\tau = \sigma' \tan [\phi_r + JRC \log (JCS / \sigma')] \quad (I.6)$$

Où apparaît  $\tau$  : la résistance au cisaillement;  $\sigma'$  : la contrainte normale;  $\phi_r$  : l'angle de friction résiduel de la discontinuité; JRC (Joint Roughness Coefficient) : le coefficient de rugosité, qui peut être estimé à partir des profils de joints; JCS (Joint Compressive Strength) : le coefficient qui représente la résistance à la compression du joint.

### I.5- Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre le comportement mécanique et une description de la structure géométrique des massifs rocheux caractérisée par la présence des discontinuités. Nous avons montré la variété et la diversité des cas qui se présentent pour un massif rocheux. Parmi les types de massifs précisés par le CFMR-MMR [2000], certains peuvent se prêter à des calculs analytiques. D'autres, présentant des propriétés variées et extrêmement complexes, excluent la possibilité d'être facilement homogénéisable et imposent le recours à des méthodes empiriques approchées. Ces méthodes, ainsi que les méthodes analytiques, feront l'objet du chapitre suivant.

# CHAPITRE II

## **Chapitre II : Méthodes de classification des massifs rocheux**

### **II.1- Introduction :**

Dans ce chapitre, nous abordons le sujet des méthodes de classification géomécaniques des massifs rocheux.

En premier lieu, nous présentons les types de classification existante, puis nous exposons quatre classifications géomécaniques largement utilisées dans le domaine de la Mécanique des Roches (RQD, RMR, Qsystème, GSI) ainsi que les SMR qui détermine la stabilité des pentes et suggère des soutènements selon leurs classes, Les avantages et les limitations de chacune de ces dernières sont ensuite détaillés.

Nous présentons ce chapitre dans l'objectif de faire apparaître les avantages que peuvent apporter les méthodes d'homogénéisation numériques par rapport aux méthodes d'identification des paramètres mécaniques que nous avons déjà mentionnées.

### **II.2- Les classifications géomécaniques :**

#### **II.2.1- Types et buts des systèmes de classification :**

Les classifications des massifs rocheux fracturés continuent à évoluer depuis plus d'un siècle. Leur utilisation a un intérêt considérable lors de l'étude de faisabilité et de dimensionnement préliminaire d'un projet, surtout quand les informations mécaniques, hydrologiques et l'état de contrainte in-situ du massif rocheux ne sont pas disponibles.

Les systèmes de classification prennent en considération plusieurs facteurs affectant la stabilité des massifs rocheux. Ces facteurs sont reliés notamment à la résistance de la matrice rocheuse, la présence de l'eau et la description des discontinuités (nombre de familles, espacement, rugosité, altération des épontes, matériau de remplissage...). Nous nous intéressons, dans ce qui suit, aux systèmes de classifications quantitatives, nommés également classifications géomécaniques.

Les buts principaux de ces classifications se résument comme suit :

- Estimer indirectement les propriétés mécaniques à grande échelle d'un massif fracturé, en particulier son module de déformation, sa résistance à la compression simple, sa cohésion et son angle de frottement interne.
- Estimer le temps durant lequel le massif rocheux peut tenir sans soutènement (stand-up time). C'est un indice très essentiel dans la détermination de la portée d'excavation.
- Donner des recommandations de soutènement des ouvrages.

D'après Singh et Goel [1999], la popularité des classifications quantitatives dérivent de plusieurs facteurs :

- Elles représentent un langage commun entre les géologues, les ingénieurs, les concepteurs et les entrepreneurs.
- Moyennant ces classifications, l'observation, l'expérience et le jugement des ingénieurs sont mieux corrélés.
- Les ingénieurs préfèrent les nombres aux descriptions. [13]

Ces systèmes de classification ont été développés à une époque où la plupart des ouvrages d'excavation sont réalisés par technique d'essai-erreur. De nos jours, l'utilité de ces systèmes n'est plus recommandée et des précautions doivent être appliquées lorsque ces documents sont consultés, car ces systèmes sont développés pour des conditions d'utilisation particulière ou bien calibrés d'après un nombre très limité d'études de cas documentés. Actuellement, il existe plusieurs systèmes de classification modernes dans la littérature. Le Tableau 1 énumère ceux-ci, ainsi que les systèmes plus anciens.

**Tableau II.1:** Systèmes de classification du massif rocheux [14] ; [1].

Système de classification	Référence	Pays d'origine	Applications
Rock Loads	Terzaghi, 1946	É.-U.A	Tunnels avec support en acier
Stand-up time	Lauffer, 1958	Autriche	Tunnels
New Austrian tunnelling method (NATM)	Rabcewicz, 1964/1965, 1975	Autriche	Tunnels
Rock Quality Designation	Deere, 1968	É.-U.A.	Carottes de forage, tunnels
Rock Strength Rating (RSR)	Wickham et al. 1972	É.-U.A.	Tunnels
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawski, 1973,1974, 1976,1979 Bieniawski, 1989	Afrique du Sud É.-U.A.	Tunnels, mines, SLOPES, fondations

Extensions du système RMR	Laubscher 1977 ; 1984 Ghose and Raju, 1981 Kendorski et al. 1983 Serafim and Pereira, 1983 Gonzales de Vallejo, 1983 Unal, 1983 Romana, 1985 Newman et Bieniawski, 1985	Norvège	Mines Mines de charbon Mines en roche dure Fondations Tunnels Support du toit/charbon Stabilité des pentes Mines de charbon
Rock Mass Quality	Barton et al. 1974	Canada	Tunnels, chambres
Strength-Size	Franklin, 1975	-	Tunnels
Basic geotechnical description	ISRM, 1981a	Canada	Communication générale
Geological strength index (GSI)	Hoek et al. 1995		Mines

Les systèmes le plus utilisés sont sans doute le "Rock Quality Designation" (RQD), "Rock Mass Rating" (RMR) et "Rock Mass Quality" (système Q), ainsi que le GSI. Fondés sur des philosophies différentes, ces systèmes caractérisent la masse rocheuse de manière distincte l'une de l'autre. Essentiellement, ils caractérisent différents paramètres reliés au comportement mécanique du massif rocheux. Avant l'utilisation d'un système de classification particulier, il est primordial de bien saisir les subtilités que présente chacun afin d'assurer la compatibilité avec le massif rocheux étudié.

### II.2.2- Rock Quality Designation (RQD):

Deere (1964) propose un paramètre évaluant la qualité du roc de la masse rocheuse selon un index intitulé RQD (Rock Quality Designation). Obtenu à partir de carotte de forage géologique, cet indice représente l'évaluation du pourcentage des carottes récupérées sur une longueur de course précise. Basée sur un procédé qualitatif, seule la somme des longueurs de morceaux de plus de 10 Cm est conservée et cette somme est divisée par la longueur de course de la carotte de forage. Ce paramètre est défini comme suit [15] :

$$RQD(\%) = \frac{\sum \text{longueurs de pièces} \geq 100 \text{ mm}}{\text{longueur totale de la course}} * 100 \quad (II.1)$$

Deere et al. (1967) affirment que le RQD s'avère utile pour déterminer le facteur de réduction du module de déformation de la roche intacte à la masse rocheuse. [16]

La relation entre la valeur du RQD et la qualité du massif peut être établie selon la proposition de Deere (1968) et elle est présentée au Tableau II.2 ci-dessous.

**Tableau II.2:** Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux [17]

RQD (%)	Qualité du massif rocheux
<25	Très pauvre
25 - 50	Pauvre
50 - 75	Moyenne
75 - 90	Bonne
90 - 100	Excellente

Il existe aussi des méthodes alternatives pour estimer l'indice RQD autre que par l'utilisation de carottes de forage géologique. Priest et Hudson (1976) ont établi une relation entre l'espacement des joints ([joints/mètre]) déterminé à partir de mesure de surface du massif rocheux exposé et de l'indice RQD [18] :

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1) \quad (II.2)$$

Lorsqu'aucun forage géologique n'est disponible, cette corrélation s'avère très utile [19].

La méthode suivante est proposée pour un massif rocheux sans remplissage d'argile. Proposé par Palmström (1982), l'indice RQD peut être indirectement déterminé par le nombre de joints/discontinuités par unité de volume pour définir la somme volumétrique des joints ( $J_v$ ) caractérisant la surface du massif rocheux [20]:

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (II.3)$$

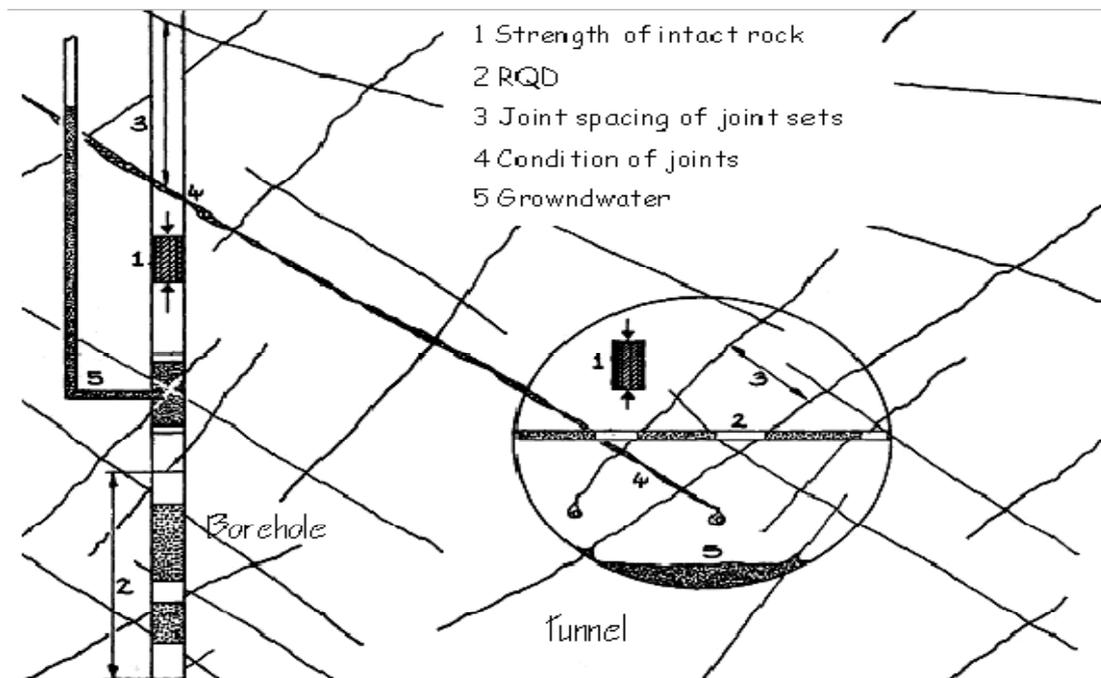
Pour  $J_v < 4,5$  le  $RQD = 100$ .

Le système de classification RQD se base sur des forages géologiques standard et sa plus grande force retombe sur sa simplicité, la vitesse d'acquisition et aussi qu'il est peu coûteux. Le RQD doit être interprété comme un indice de qualité du massif lorsque la roche présente des caractéristiques problématiques comme un haut degré de détérioration et se présente par un comportement ductile, une zone de cisaillement ou un massif fracturé (Deere et Deere,

1988). Ceci signifie que l'indice RQD est seulement capable d'évaluer la partie intacte du massif rocheux.

### II.2.3- Rock Mass Rating (RMR):

Cette classification a été développée par Bieniawski [1973] au South African Council of Scientific and Industrial Research (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée [21]. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques. Chaque région est classifiée séparément. Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (de A1 à A5) et d'une note d'ajustement. Ces paramètres sont illustrés sur la figure 2.1.



**Fig II.1:** Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR [21].

La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif. Cette valeur utilise à plus de 70% la fracturation et elle accorde 15% d'influence aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau [22].

La signification des indices du RMR sont définis comme suit :

- A1 (Strength of intact rock material) : la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15).

- A2 (Rock Quality Designation RQD, Deer [1964]): il caractérise la qualité des carottes de sondage en calculant le rapport entre la longueur cumulée des carottes supérieures à dix centimètres et la longueur totale considérée (note : de 3 à 20).
- A3 (Spacing of discontinuities) : dans le cas de plusieurs familles de fractures le minimum des notes attribuées à l'espacement des fractures est considéré (note : de 5 à 20).
- A4 (Conditions of discontinuities) : cet indice caractérise l'extension, l'ouverture, la rugosité, le matériau de remplissage et l'altération des épontes des discontinuités (note : de 0 à 30).
- A5 (Groundwater conditions) : Il est en rapport avec les conditions hydrogéologiques et consiste à réaliser des mesures de flux d'eau ou de pressions interstitielles des joints (note : de 0 à 15).
- B (Adjustement for joint orientation) : c'est un facteur correctif qui est en rapport avec l'effet de l'azimut et du pendage des familles de discontinuités sur la stabilité de l'ouvrage (note : de -12 à 12 pour les tunnels, de -25 à 0 pour les fondations et de -60 à 0 pour les talus).

Les sommes des cinq premiers indices caractérisent le RMR de base. Quand aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif [23]. Le  $RMR_{89}$  s'écrit alors :

$$RMR_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \quad (\text{II.4})$$

Cette classification ne prend pas en considération l'état de contrainte in-situ ni la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage ; les roches gonflantes n'y sont pas non plus traitées. L'application de cette classification est limitée aux cas de massifs dont la matrice a une bonne résistance et dont le comportement est régi par les discontinuités.

La version 1976 du système de classification ( $RMR_{76}$ ) l'utilisation du RMR se repose sur la simplicité à déterminer les différents paramètres suivants et leurs pondérations.

- A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte.
- A2: Rock Quality Index (RQD).
- A3 : Espacement des diaclases.
- A4 : Condition des joints.
- A5 : L'état d'infiltration d'eau souterraine.
- A6 : Orientation des discontinuités.

$$RMR_{76} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 \quad (II.5)$$

**Tableau II.3:** Classification du massif rocheux selon le RMR; traduit de Bieniawski [23]

Classe du massif	RMR	Qualification
I	81-100	Excellente
II	61-80	Bonne
III	41-60	Moyenne
IV	21- 40	Faible
V	< 20	Très faible

#### II.2.4- Le Q –Système :

Barton et al. (1974) ont introduit le système Q, un indice permettant de décrire la qualité de la masse rocheuse pour l'excavation de tunnels. Le système de classification se nomme Rock Mass Quality ou Tunnelling Quality Index (système Q) ou tout simplement système du NGI en hommage de l'Institution Géotechnique Norvégienne [24].

Le système Q juge important d'évaluer, en tant que paramètres de classification, six caractéristiques particulières du massif rocheux, soit:

- Indice RQD (Deere, 1964);
- Nombre de familles de joints (JN);
- Indice de rugosité des joints (JR), celle du plus faible plan de fissuration;
- Indice de l'altération des joints (JA), caractéristiques de ce dont les fissures sont remplies;
- Facteur de réduction pour la présence d'eau (JW);
- Facteur de réduction pour les contraintes in situ (SRF).

La valeur des différents paramètres de cette classification, ainsi que des notes explicatives supplémentaires permettant d'évaluer ceux-ci plus adéquatement, sont donnés au Tableau II.4.

**Tableau II.4:** Paramètres de la classification du système Q [24].

<b>Nombre de famille de diaclases</b>	<b>Jn</b>	
Massif, peu ou pas de diaclases	0,5-1	
Une famille de diaclases	2	
Une famille et diaclases aléatoires	3	
Deux familles de diaclases	4	
Deux familles et diaclases aléatoires	6	
Trois familles de diaclases	9	1. Pour une intersection, utilisez 3 x Jn
Trois familles et diaclases aléatoires	12	
Quatre familles et plus, diaclases aléatoires très nombreuses	15	2. Pour un portail, utilisez 2 x Jn
Roche concassée, semblable à un sol	20	
<b>Rugosité des diaclases</b>	<b>Jr</b>	
parois en contact		
Diaclases discontinues	4	
Rugueuses, irrégulières, ondulées	3	
Lisses, ondulées	2	
Très lisses, ondulées	1,5	1. Ajoutez 1,0 si l'espacement moyen de la famille dominante > 3m
Rugueuses ou irrégulières, planaires	1,5	
Lisses, planaires	1	
Très lisses, planaires	0,5	
parois séparées lorsque cisailé	<b>Jr</b>	
Zones avec remplissage de minéraux argileux assez épais pour empêcher le contact des parois	1	
Zones sableuses, de gravier ou concassée assez épaisse pour empêcher le contact des parois	1	

<b>Altération des diaclases</b>		<b>Ja</b>
parois en contact		
Dure, élastique, remplissage imperméable		0,75
Non altérées, salissage de surface seulement		1
Légèrement altérées, minéraux non déformables, particules sableuses etc.		2
Remplissage silteux, sableux, avec une faible fraction d'argile		3
Matériaux déformables, i.e kaolinite, mica etc. épaisseur < 1-2 mm		4
<b>Infiltration d'eau</b>	<b>Jw</b>	<b>Pression d'eau (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
Sec ou infiltration mineure < 5 l/m	1	< 1,0
Infiltration moyenne, lessivage Occasionnel	0,66	1,0-2,5
Infiltration importante, roc compétant sans remplissage	0,5	2,5-10
Infiltration importante	0,33	2,5-10
Infiltration exceptionnellement importante après sautage, réduction dans le temps	0,2-0,1	> 10
Infiltration exceptionnellement importante	0,1-0,05	> 10

Le calcul de la cote Q se fait comme suit et varie sur une échelle logarithmique de 0,001 à 1000 [24] :

$$Q = \left[ \frac{RQD}{J_N} \right] \cdot \left[ \frac{J_R}{J_A} \right] \cdot \left[ \frac{J_W}{SRF} \right] \quad (\text{II.6})$$

Les trois quotients de la formule représentent des caractéristiques particulières du massif rocheux, l'interprétation est la suivante :

- RQD/JN représente la structure globale du massif, ce qui constitue une mesure approximative de la taille des blocs rocheux (éléments dissemblables);

- JR/JA représente la résistance au cisaillement des discontinuités (les plus défavorables ou argileuses) séparant les blocs rocheux;
- JW/SRF consiste le paramètre de réduction due à la présence d'eau JW qui a un effet néfaste sur la résistance au cisaillement et indirectement quant à l'évaluation de l'état général des contraintesSRF.

La cote Q permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon neuf catégories de qualité pour la construction de tunnels. Le Tableau II.5 présente cette qualification:

**Tableau II.5:** Évaluation de la cote Q et de la qualité du massif [24]

Indice Q	Qualité de la masse rocheuse
0,001 - 0,01	Exceptionnellement pauvre
0,01 - 0,1	Extrêmement pauvre
0,1 - 1	Très pauvre
1 - 4	Pauvre
4 - 10	Moyenne
10 - 40	Bonne
40 - 100	Très bonne
100 - 400	Extrêmement bonne
400 - 1	Exceptionnellement bonne

Bieniawski [1976] a été le premier à proposer des corrélations empiriques entre le RMR et le Q-system.:

$$RMR = 9 \log Q + 44 \quad (II.7)$$

Le RMR et le Q-system ne prennent pas en considération les mêmes paramètres et donc, elles ne sont pas équivalentes.

### II.2.5-Le Géological Strenght Index (GSI) :

Introduit par Hoek et al. [1995] puis amélioré par Hoek et Brown [1997], le Geological Strength Index ne présente pas une classification géomécanique en soi. Cependant, il constitue un lien entre le RMR (Q-system) et la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance des massifs rocheux.

Afin d'estimer le GSI, il est nécessaire de calculer le RMR de base et le Q' qui sont des valeurs modifiées de RMR et de Q. Le RMR de base est calculé en retenant une valeur 15 pour le coefficient relatif à l'eau (A5) et une valeur nulle pour le coefficient de correction relatif à l'orientation des discontinuités (B).

$$RMR_{Base} = A1 + A2 + A3 + A4 + 15 \quad (II.8)$$

De même, Q' se calcule en ne tenant pas compte de l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes (Jw/SRF).

$$Q' = \frac{RQD}{Jn} * \frac{Jr}{Ja} \quad (II.9)$$

Ayant calculé RMR' et Q' le GSI se détermine comme suit :

$$\begin{aligned} GSI &= RMR'_{89} - 5 & \text{Si } RMR'_{89} > 23 \\ GSI &= 9(\log Q' + 44) & \text{Si } RMR'_{89} \leq 23 \end{aligned}$$

L'estimation du GSI s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. Cet indice varie entre 5 et 85. Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité. [25]

### II.3- Slope Mass Rating (SMR):

Pour évaluer la stabilité des pentes rocheuses, Romana (1985) a proposé une classification système appelée le système «Slope Mass Rating» (SMR). SMR est obtenu à partir de Bieniawski (RMR) en soustrayant les facteurs d'ajustement de la relation joint- pente et l'ajout d'un facteur selon la méthode d'excavation.

$$SMR = RMR_{Base} + (F1 * F2 * F3) + F4 \quad (II.10)$$

Où RMR de base est évaluée selon Bieniawski (1979, 1989) en ajoutant les évaluations de quatre paramètres. F1, F2, F3 sont des facteurs d'ajustement liés à l'orientation des joints par rapport à l'orientation des pentes, et F4 est le facteur de correction.

F1 dépend de parallélisme entre les articulations et la face de la pente. Il va de 0,15 à 1,0. Il est de 0,15 lorsque l'angle entre le plan de joint critique et la face de la pente est supérieure à 30, et la probabilité de défaillance est très faible ; il est de 1,0 lorsque les deux sont à proximité parallèles.

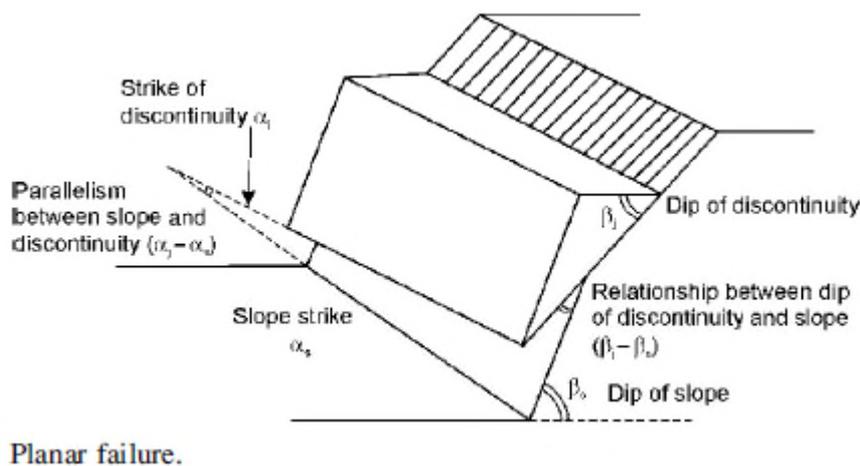
La valeur de F1 a d'abord été établie empiriquement. Par la suite, il a été constaté qu'il correspond approximativement à la relation suivante :

$$F1=(1- \sin A)^2 \quad (\text{II.11})$$

Où A désigne l'angle entre les frappes de la face de la pente (p) et celle des articulations (Aj), soit (comme  $\alpha_j$ ).

F2 se réfère à angle d'inclinaison commune ( $\beta_j$ ) dans le mode de défaillance plane. Ses valeurs varient également de 0, 15 à 1,0. Il est de 0,15 lorsque le pendage de l'articulation critique est inférieur à 20 degrés et 1,0 pour des joints avec un creux supérieur à 45 degrés. Pour le mode renversement de défaillance, F2 reste égal à 1.

$$F2= \tan \beta_j \quad (\text{II.12})$$



**Fig II.2** : orientation d'une pente de type plane. [13]

F3 se réfère à la relation entre la face de pente et trempettes conjoints. En cas d'insuffisance plane, F3 se réfère à une probabilité de joints dans la face de pente. Les conditions sont appelées «juste» lorsque la face de pente et les joints sont parallèles Si la pente de pendage est 10 degrés de plus que les articulations, la condition est appelée «très défavorable».Pour

l'échec renversement, les conditions défavorables dépendent de la somme des creux des articulations et le  $\beta_j$  pente  $\beta$  bs. Les valeurs des facteurs d'ajustement F1, F2 et F3 pour différentes orientations communes sont donnés dans la fig II.3.

F4 se rapporte à l'adaptation de la méthode de l'excavation. Il comprend la pente naturelle, ou la pente de coupe creusée par pré-fendage, grenailage lisse, grenailage normal, pauvre dynamitage et d'excavation mécanique.

- Les pentes naturelles sont plus stables, en raison de l'érosion de longue date et une protection intégrée mécanismes (végétation, croûte dessiccation)  $F4 = 15$
- grenailage normal appliqué aux méthodes ne change pas la stabilité des pentes conditions :  $F4 = 0$
- Déficient ou dommages à la stabilité des pentes,  $F4 = -8$
- excavation mécanique des pentes, généralement en cas de déchirure, la roche très fracturée est souvent combinée avec des explosifs préliminaires. Le plan de la pente est difficile à terminer. La méthode ne augmente ni ne diminue la pente de  $F4 = 0$

**Tableau II.6:** le Tableau de classification de Romana (Annexe 1) [26]

TYPE OF FAILURE		VERY FAVORABLE	FAVORABLE	NORMAL	UNFAVORABLE	VERY UNFAVORABLE	
P	A	$ \alpha_j - \alpha_s $	$>30^\circ$	30-20°	20-10°	10-5°	
T							
W							
P/T/W	F <sub>1</sub>		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P/W	B	$ \beta_j  \text{ ó }  \beta_i $	$<20^\circ$	20-30°	30-35°	35-45°	$>45^\circ$
P/W			F <sub>2</sub>		0.15	0.40	0.70
T	1.00						
P	C	$\beta_j - \beta_s$	$>10^\circ$	10-0°	0°	0-(-10°)	$<(-10^\circ)$
W							
T			$<110^\circ$	110-120°	$>120^\circ$	-	-
P/T/W	F <sub>3</sub>		0	-6	-25	-50	-60
<b>EXCAVATION METHOD (F<sub>4</sub>)</b>							
Natural slope			+15	Blasting or mechanical		0	
Presplitting			+10	Deficient blasting		-8	
Smooth blasting			+8				
P: planar failure; T: toppling failure; W: wedge failure.							

Selon les valeurs SMR, Romana (1985) a défini cinq classes de stabilité. Ceux-ci sont décrits dans le tableau II.7. Il a déduit du tableau que les pentes avec une valeur inférieure à 20 SMR peuvent échouer très rapidement. Aucune pente n'a été enregistrée avec une valeur de SMR en dessous de 10, parce que cette pente ne pourrait exister physiquement [26].

**Tableau II.7 :** Les différentes classes de stabilité par la valeur du SMR

Classe	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Description	Très mauvaise	Mauvaise	Normal	Bonne	Très bonne
Stabilité	Complètement instable	Instable	Partiellement stable	Stable	Complètement stable
Chute	Grand plan, sol ou circulaire	Plane	Grand plan	Chute de blocs	Pas de chute
Probabilité de chute	0.9	0.6	0.4	0.2	0

De nombreuses mesures correctives peuvent être prises pour soutenir une pente. L'étude détaillée de l'ingénierie est nécessaire pour stabiliser une pente. Les systèmes de classification peuvent nous donner les techniques habituelles pour chaque classe différente des supports comme indiqué dans le Tableau suivant :

**Tableau II.8:** les suggestions de soutènement selon la classe du SMR

Classe de SMR	Valeur de SMR	Suggestion de soutènement
Ia	91-100	Aucun
Ib	81-90	Scaling
IIa	71-80	Boulonnage
IIb	61-70	Système de boulonnage
IIIa	51-60	Boulonnage systématique et béton projeté
IIIb	41-50	Boulonnage systématique, ancrage, béton projeté et mur de soutènement
IVa	31-40	Béton projeté renforcé, mur de soutènement ou excavation et drainage
IVb	21-30	Béton projeté renforcé, mur de soutènement ou excavation et drainage profond
V	11-20	Mur ancré, excavation

#### **II.4- Commentaire sur les systèmes de classification :**

Les classifications quantitatives des massifs rocheux fracturés sont utilisées depuis plusieurs dizaines d'années pour la conception et la construction des ouvrages réalisés dans les massifs rocheux. Elles sont basées sur la connaissance des paramètres décrivant la qualité du massif rocheux et font la combinaison des différents paramètres mesurés sur le site pour arriver à mettre une note concernant la qualité du massif rocheux.

Ces méthodes sont facilement utilisées au stade de l'avant-projet. Cependant elles présentent certaines limites que nous résumons ci-dessous :

- Les paramètres de classification sont utilisés universellement sur tous les types de massifs rocheux, sans tenir compte de leurs caractéristiques spécifiques et du projet considéré.
- Les propriétés complexes du massif rocheux, en particulier son anisotropie et son comportement différé (dépendant du temps) ne sont pas pris en compte. Les paramètres de déformabilité et de résistance qui en résultent sont relatifs à un milieu isotrope.
- La notion du Volume Élémentaire Représentatif (VER) ne figure pas dans ces classifications.
- En général, ces méthodes empiriques simplifiées ne prennent pas en compte le mécanisme de rupture, de déformation et de l'interaction du support avec la roche.
- Le RMR et le Q-system ne sont pas adaptés au cas de roches tendres.

#### **II.5- Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté plusieurs méthodes de classification semi-empiriques des massifs rocheux. Nous retenons quelques remarques essentielles : Vu leur simplicité, les systèmes de classification empiriques (RQD, RMR, Qsysteme, GSI) sont fréquemment utilisés dans le calcul des ouvrages souterrains. Toutefois, leur emploi n'est pas suffisant pour la détermination ou le dimensionnement des soutènements et l'évaluation de la déformabilité et la stabilité des ouvrages. Le recours à ce type de classification doit être limité à la phase préliminaire de l'avant-projet (conception, étude de faisabilité...).

Lorsqu'une ou deux directions préférentielles de la fracturation sont considérées et le massif présente une structure quasi périodique, certaines propriétés mécaniques peuvent être calculées rigoureusement par des voies analytiques. Si la structure géométrique des fractures est complexe (plusieurs familles, extension finie, orientation quelconque...), alors ces méthodes trouvent rapidement leurs limitations. Le SMR qui sert à évaluer la stabilité des

pentés et définir des classes de stabilité ainsi que des suggestions de soutènement selon ces classes.

# CHAPITRE III

## **Chapitre III : Les mouvements de terrain**

### **III.1-Introduction :**

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui évoluent dans le temps et l'espace, ce sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles. Ils se produisent dans des circonstances variées, affectent les ouvrages naturels ou construits par l'homme, ils créent des risques sur la vie humaine et ses constructions. Chaque année on enregistre de nombreux accidents graves trouvant leur origine dans les mouvements de terrain. Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains et éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements gonflement ou retrait des sols, ...).

### **III.2-Type de mouvement de terrain :**

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement. Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués. La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations, fonte des neiges brutales) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes. La détermination du type de glissement de terrain (glissement plan, circulaire ou quelconque) selon les informations disponibles tel que la géométrie, les caractéristiques mécanique et élastique, et surtout la présence des eaux souterraines et des nappes phréatiques, permet de proposer des analyses et méthodes de calculs pour les différents modes de rupture.

Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements ou encore de coulées boueuses, on est cependant toujours en présence du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sols déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (forte pluie, cycle gel/dégel, séisme, fonte des neiges...) ou anthropiques (terrassement, déboisement...) [27]

#### **III.2.1-Les mouvements rapides et discontinus :**

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les écroulements l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces

mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

#### **III.2.1.1-Les écroulements :**

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm<sup>3</sup>, ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant. Les éboulements au sens large (phénomènes de chute) sont des mouvements rapides de masses. Le matériel éboulé, qui s'est détaché du massif rocheux selon des surfaces de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), parcourt la plus grande partie de son déplacement dans l'air. Ces phénomènes peuvent être classés en trois catégories: chutes de pierres et de blocs, éboulements (au sens strict) et écroulements. En général, on peut les subdiviser en trois domaines: la zone d'arrachement, la zone de transit et la zone de dépôt. [28]

#### **III.2.1.2- Les chutes de blocs :**

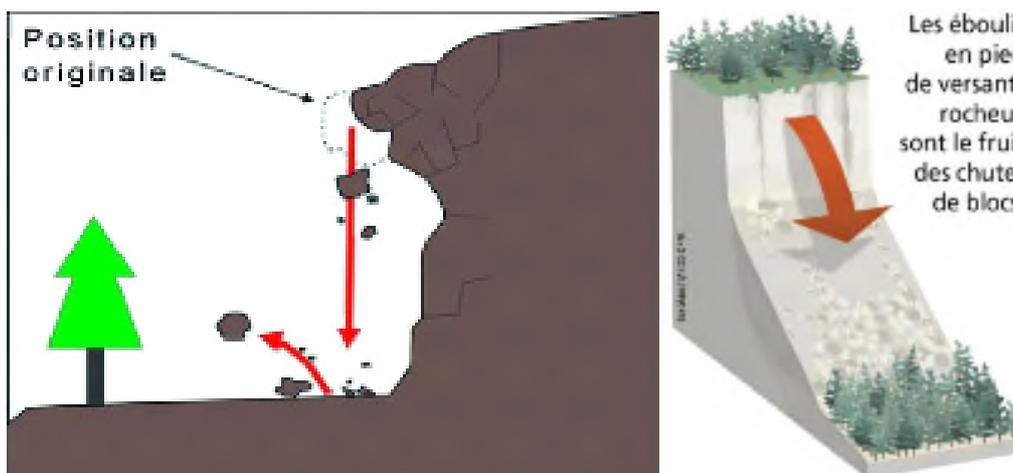
Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre:  $\emptyset < 50\text{cm}$ ; bloc:  $\emptyset > 50\text{cm}$ ). Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'au moyen d'études détaillées de la roche.



**Fig III.1 :** Chutes de blocs au Cap Aokas en février 2015

### III.2.1.3- L'éboulement :

Lors d'un éboulement (au sens strict), un volume de roche important, ce volume dans de fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000 m<sup>3</sup> par événements cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.



**Fig III.2 :** Eboulement rocheux

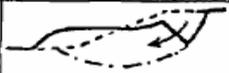
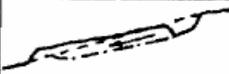
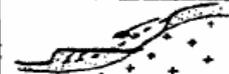
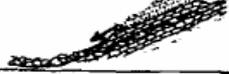
### III.2.2- Les mouvements lents et continus :

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : le glissement, le tassement, l'affaissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. [28]

#### III.2.2.1- Les glissements :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes, étonnamment diversifiées. La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux. En simplifiant beaucoup, on peut distinguer deux types de glissements: [29]

**Tableau III.1:** Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après Campy M, Macaire J.J. 2003)

Classes	Types	Schéma	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesse moyenne
<b>GLISSEMENTS DE TERRAIN</b> <i>(sens strict)</i>	GLISSEMENT CIRCULAIRE (loupe)		roches peu cohérentes - marnes - alluvions - moraines	plutôt faible	quelques cm à quelques m par jour discontinu (saisons)
	GLISSEMENT PLAN				
	GLISSEMENT DE NIVEAU D'ALTÉRATION		altérites		quelques m par jour
<b>COULÉES</b>	COULÉE DE SOLIFLUXION		roches meubles	plutôt fort	discontinu (saisons)
	COULÉE DE BOUE				plusieurs m par seconde variable (selon fluidité)
<b>ÉCROULEMENTS</b>	ÉCROULEMENT DE SURPLOMB		roches cohérentes		déclenchement très rapide
	ÉCROULEMENT D'AVAL PENDAGE		stratifiées ou non		chute en quelques secondes
<b>FAUCHAGE</b>				variable selon le stade	très lent quelques cm par an

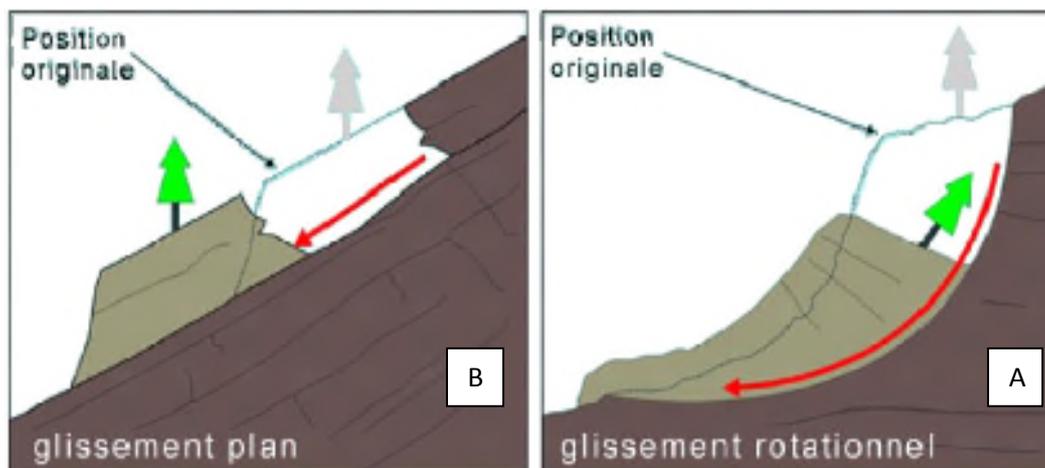
✓ **Glissement type rotationnel :**

Sont en général de volume limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. Des dépressions avec crevasses ouvertes et des fissures de traction sont souvent visibles dans la moitié supérieure du glissement, alors que la masse glissée tend à s'étaler et à se désagréger au front du glissement, où peuvent se former des écoulements de boue (coulées de terre) en cas de saturation en eau de la masse (Fig III.4.A). [30]

✓ **Glissements plan :**

Lors de glissements plan, les couches ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres. Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement (Fig III.4.B). [30]

La figure ci-dessous schématise les deux types de glissement :



**Fig III.4 :** Schéma des deux types de glissement [30].

### III.2.2.2- L'affaissement :

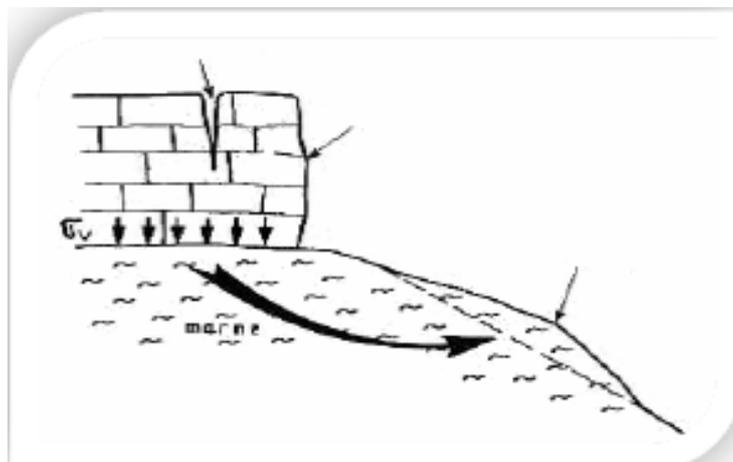
L'affaissement de terrain, déformation de la surface, qui peut atteindre plusieurs décimètres, lorsque les cavités sont de petit volume, ou situées sous un recouvrement important (le foisonnement des terrains superficiels amortit alors la remontée du vide) ; la perte des caractéristiques mécaniques (taux de travail admissible) représente la manifestation ultime de petits vides situés à grande profondeur qui décompressent les terrains jusqu'en surface.



**Fig III.5 :** Affaissement sur la route nationale N24, reliant Bejaia à Tizi-Ouzou par Azzefoun

### III.2.2.3- Le Fluage :

Il correspond à des mouvements lents, dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique). Le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise. [28]



**Fig III.6 :** Exemple d'un fluage [28].

#### III.2.2.4- Le tassement :

Le tassement du sol est sa déformation verticale due à l'application telle que les remblais les fondations ou son propre poids. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement. [39]

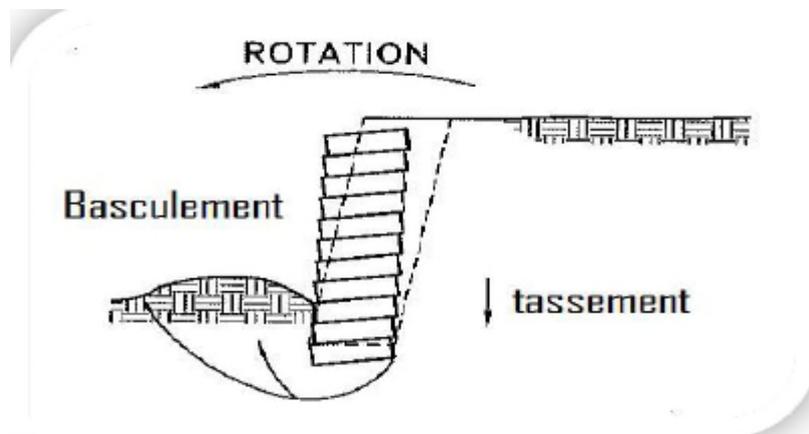
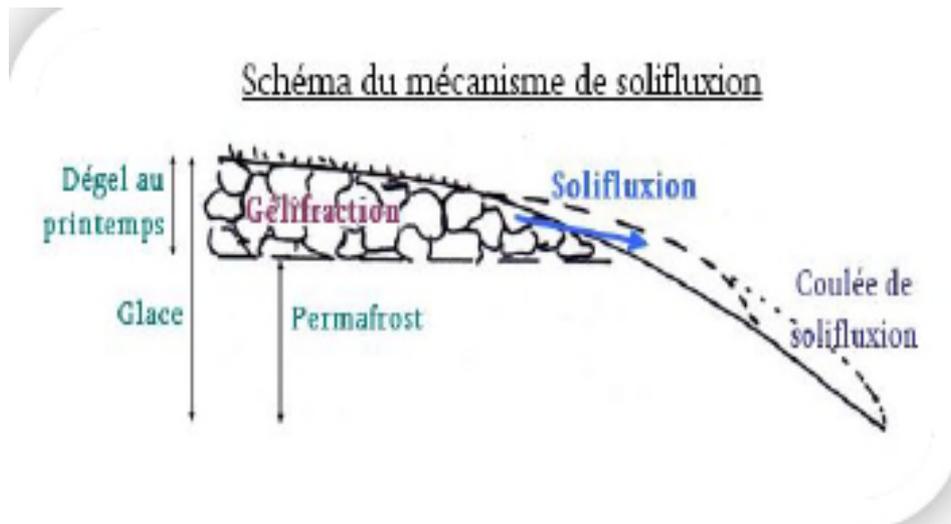


Fig III.7 : Le tassement [39].

#### III.2.2.5- Solifluxion :

Ce phénomène s'accroît sous l'effet du gel-dégel, particulièrement au moment du dégel quand le matériau de surface est saturé et qu'un sol gelé subsiste en profondeur. En général les solifluxions touchent superficiellement (profondeur inférieure à 2m) les sols meubles et spécialement les versants marneux. Elles sont caractérisées par une zone de départ inexistante et une faible extension des masses en mouvement. [28]



**Fig III.8:** Schéma du mécanisme de solifluxion [28].

### **III.3-Conclusion :**

De ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain dans la mesure leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il y'a deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et les mouvements rapides. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

A partir de l'inventaire des différents mouvements de terrain reconnus dans le secteur d'étude, une classification est établie. Elle permet d'évaluer le comportement du massif en termes de vitesse de propagation des différents aléas qui sont : les chutes de blocs, les écroulements, les glissements rocheux et les glissements de sols. Ces vitesses de propagation varient depuis des vitesses extrêmement rapides.

# CHAPITRE IV

## Chapitre IV : Présentation du site d'étude Cap Aokas

### IV.1-Introduction :

Le golf de Bejaia est situé sous la latitude de  $36^{\circ}46'$  Nord et compris entre  $5^{\circ}02'$  et  $5^{\circ}36'$  de longitude Est. Il est situé approximativement dans la partie centrale de la façade méditerranéenne il se développe d'ouest en est entre le Cap Carbon et le Kef Ziama (Jijel). Ce littoral montagneux est formé par les falaises calcaires jurassiques du Cap Carbon, falaise calcaires de Cap Aokas, falaises calcaires de Melbou et par le massif volcanique miocène d'El-Aouana (Jijel) à l'est.

### IV.2-Situation Géographique :

Les falaises calcaires du Cap Aokas sont situées sur le littoral méditerranéen, à 25 km de la ville de Bejaia, chef lieu de wilaya. Elles se trouvent sur le coté amont de la RN9 au point kilométrique PK26 entre la rentrée du village Tala Khaled et l'entrée ouest de la ville d'Aokas (à coté de l'ancien tunnel et de la grotte féerique). Ce massif montagneux domine vers le sud, la partie côtière de la région.

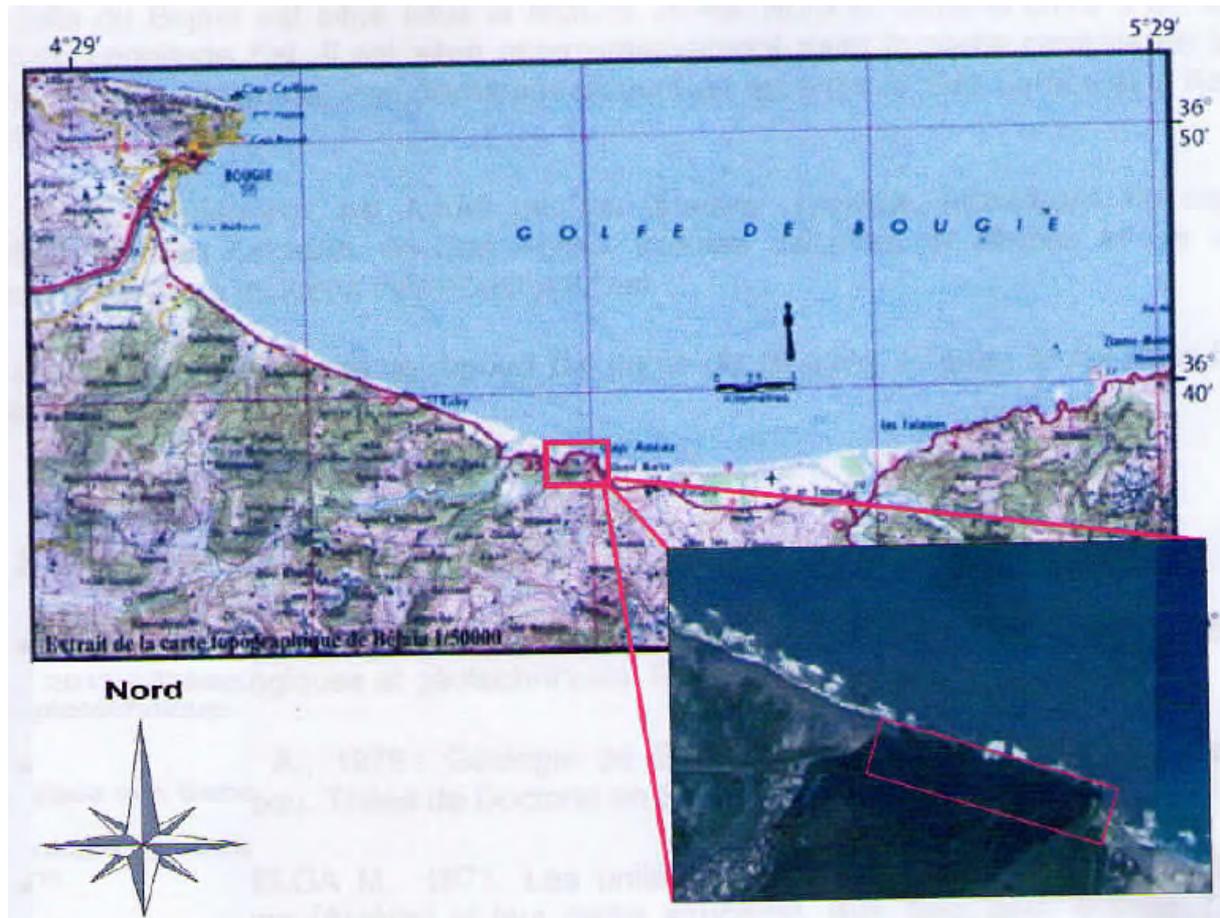


Fig IV.1 : extrait de la Carte topographique de Bejaia.

### **IV.3-Cadre géologique régional :**

Les zones internes des Maghrébides disparaissent à l'Ouest du djebel Gouraya et laissent place au domaine des Babors qui font partie des zones externes (D. Delga, 1971). Les Babors bordent sur une grande partie le golfe de Bejaia. Ce domaine fait suite au sud-ouest et au sud-est à des formations de type flysch du crétacé et du paléogène. Cette zone est caractérisée par sa complexité lithologique et structurale fait partie de la zone septentrionale de l'orogénie littorale nord Africain. Du nord au sud, Leikine (1971), distingue deux grands domaines structuraux : [31], [32]

#### **IV.3.1-Un domaine septentrional ou Babors sensu stricto (s.s) :**

Divisé par un contact tectonique majeur en deux ensembles principaux eux même écaillés :

- ✓ L'unité Barbacha-Brek-Gouraya.
- ✓ L'unité Draa-El-Arba-Erraguène.

#### **IV.3.2-Un domaine méridional ou subbaborien :**

S'organise, selon D. Obert (1981), en plusieurs unités tectoniques superposées dont les principales sont celles de Béni-Ourtilane et Djebel Babors. Ces différents domaines sont traversés suivant une direction globalement SW-NE par la vallée de la Soummam, qui emprunte probablement un accident majeur. [33]

### **IV.4-Place du secteur d'étude dans l'unité du Barbacha :**

L'unité de Barbacha, qui comprend le site d'étude dans sa bordure littorale, couvre la plus grande partie du territoire d'Oued Amizour, mais elle se poursuit également sur la partie NW du territoire de Ziama(Jijel) où elle semble disparaître en mer à partir du méridien passant par Oued Aguerioum. Sa limite méridionale se situe au contact de l'unité Draa-El-Arba, mais localement l'unité de Barbacha chevauche directement vers le SE, l'unité des Beni Djemati-Beni Ourtilane. Elle constitue un arc dont l'axe méridien passe par l'extrémité occidentale du Draa el Haouch et dont la concavité est tournée approximativement vers le nord. (M. Leikine, 1971). [32]

Leikine (1969, 1971, 1974) ; Coutelle (1979), distinguent la série stratigraphique suivante :

#### **✓ Jurassique :**

Il est représenté par des dépôts de plate forme carbonatée, surmontés par des sédiments plus profonds : calcaires à silex et pélites.

#### **✓ Crétacé :**

Deux faciès caractéristiques distinguent le Crétacé :

- Un Crétacé inférieur composé de calcaires pélitiques, marnes conglomératiques et pélites schisteuses à rares lits de grès.
- Un Crétacé supérieur représenté par des marnes et marno-calcaire, des conglomérats et du Triaces resédimenté.

✓ **Cénozoïque :**

Il est représenté par des calcaires et marnes en copeaux (Coutelle, 1980). [34]

**IV.5-Tectonique :**

La géodynamique de la marge algérienne est guidée par le jeu combiné des accidents E-W à WNW-ESE (lié au découpage Afrique-Iberie) et des accidents transverses NNE-SSW à NE-SW (héritage gondwanien) depuis le Trias jusqu'à l'actuel. Le domaine tellien des Babors, édifice tectonique complexe, est constitué d'unités charriées, préalablement plissées et écaillées (Leikine, 1971 ; Coutelle, 1979 ; Obert, 1984). [32], [31], [34]

L'évolution tectonique du domaine externe peut être résumée comme suit :

- Dès le Crétacé inférieur (fin du Néocomien), le domaine externe a subi une compression N-S à NE-SW engendrant des plissements EW à NW-SE. Cette déformation évolue ensuite jusqu'à une phase paroxysmale anté-vraconnienne à fini-albienne.
- Au Crétacé supérieur, la région des Babors enregistre des plis NNE-SSW, NNW-SSE et NS indiquant des compressions ENE-WSW, ESE-WNW et EW.
- A l'Eocène et au Priabonien, d'importantes contraintes N-S vont provoquer l'écaillage du domaine tellien. Cet écaillage se fait du nord vers le sud, les formations décollées vont ensuite glisser par gravité sur la pente de l'édifice.
- Au début de l'Oligocène, la polarité orogénique du domaine tellien qui était N-S s'inverse pour devenir S-N (Obert. 1984). Elle est marquée dans les Babors par des écaillages limités à vergence Nord et des retrochariages locaux. C'est à cette période que se déposent les flyschs orogéniques (flysch numidien, grésomiacés, Nummulitique.)

A la fin de l'Oligocène, la polarité redevient N-S et réactive le glissement des superstructures vers le Sud. Cette activité continue durant le Néogène jusqu'à l'émersion total du domaine tellien au Tortonien.

**IV.6-Sismicité :**

L'Algérie du Nord a connu plusieurs séismes historiques, dont certains étaient désastreux (1365, 1716, 1825, 1856, 1954, 1980 et 2003).

La région de Bejaïa a enregistré plusieurs séismes plus ou moins forts. De 1900 à 2015, 364 secousses d'une magnitude supérieure à 3, dont 109 d'une magnitude supérieure à 4 et 27 à 5 ont été recensées.

Le séisme le plus connu est celui qui affecté la région de Kherrata le 17 février 1949 associé à des ruptures de surfaces. D'autres points ont été touchés dans la région de Bejaia comme Seddouk (1954 et 1978), Tazmalt (1964), Djurdjura (1965), Sidi Aich (1975), Amizour (1981), Darguina (1977), Souk el Ténine (1982) et Bejaia (1977 et 1981).

En 2006, un séisme d'une magnitude de  $MW=5,6$  sur l'échelle de Richter a été localisé par le centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (CRAAG), dans la région de Laalam à 1 km au nord du village de Kherrata. Son hypocentre est estimé à 7,7 km (CRAAG) et ses effets ont été désastreux. Plusieurs de ces séismes ont eu lieu en mer, ce qui suggère l'existence des failles actives le long de la marge sous-marine de la région.

Le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS) en 1999 modifié et complété, suite au séisme de Boumerdas 2003, classe le massif des Babors, dont les falaises calcaires de Cap d'Aokas, dans la zone de moyenne sismicité (zone II a). De ce fait, le facteur sismique n'est pas à négliger dans cette région compte tenu de la liaison étroite qui existe entre l'activité sismique et la stabilité du massif.

Le site a également fait l'objet d'une classification en fonction de sa nature géologique et des propriétés mécaniques qui le distinguent. Il est classé dans la catégorie SI (site rocheux) caractérisé par une vitesse moyenne de cisaillement de  $V_s > 800$  m/s

#### **IV.7-Géomorphologie de la zone d'étude :**

Dans la zone d'étude, la tectonique et les formations quaternaires contrôlent grossièrement, et pour l'essentiel, la morphogénèse littorale de la zone. Elle s'exprime par la présence des falaises plus ou moins élevées présentées par l'avancement de la barrière montagneuse vers la mer et l'existence de grandes et belles plages ouvertes.

- **Les falaises :**

Deux types de falaise peuvent être mis en évidence : la falaise développée dans des calcaires dolomitiques durs et les falaises taillées dans les formations conglomératique. Elles sont vives et constamment érodées sous les effets climatiques, caractérisées par une dénivelée plus ou moins importante et un talus sinueux. Elles sont constituées de bas en haut d'un :

- ✓ Substratum calcaire.
- ✓ Poudingue de gros blocs cimentés par un ciment par un ciment calcaire et argileux.
- ✓ Dépôt de pente constitué d'éléments hétérogènes, hétérométriques consolidés par endroits.

- ✓ Une terrasse marine graveleuse constituée de galet de calcaire aplatis à arrondis, généralement bien cimentées, parfois en alternance avec les colluvions.
- ✓ Sol peu évolué d'une épaisseur faible de texture limino-argileuse admettant quelques galets. Ce sol forme la couche supérieure des falaises.

- **Les plages :**

Les plages autour des falaises du massif calcaire d'Aokas ont une tendance à s'élargir. Elles sont caractérisées par des pentes faibles (moins de 2%), des altitudes à qui varient entre 0 et 5 m et des largeurs très variables puis s'amincissent dès qu'on atteint les abords des falaises du massif montagneux d'Aokas.

#### IV.8- Géologie Locale :

Le levé géologique détaillé, réalisé le long des falaises calcaires d'Aokas et sa transcription sous forme de documents graphiques tels que les cartes, coupes, constitue un outil fondamental et prioritaire qui permet de parvenir à une interprétation plus complète des problèmes géologiques existants. A partir des observations effectuées sur le terrain et le levé géologique réalisé ; on a distingué la série stratigraphique suivante :

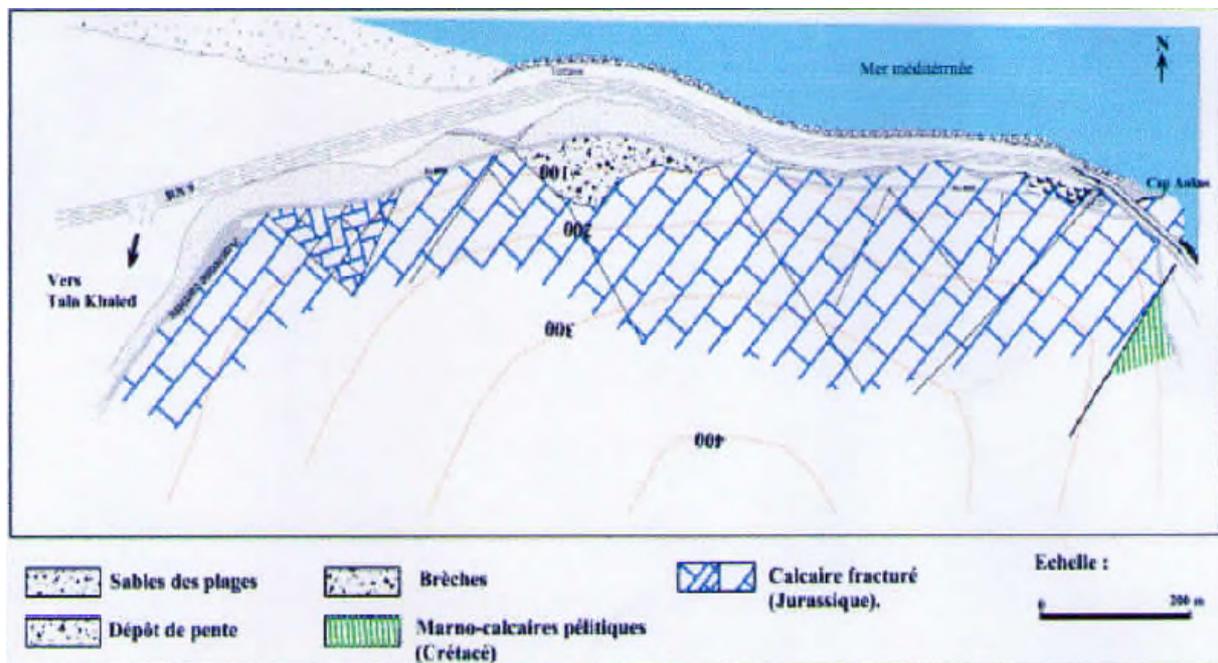


Fig IV.2 : La carte géologique du massif Aokas.

##### IV.8.1- Les calcaires dolomitiques du jurassique inférieur :

Ils sont attribués au Jurassique inférieur (M.Leikine, 1971). Ces calcaires dolomitiques durs, de couleur gris sombre et à patine brune constituent l'ossature de la barrière montagneuse. Ils

sont rarement stratifiés. Les plans de stratification sont observés sur le talus amont de l'ancienne RN09 et à l'entrée du village Tala Khaled ils ont des directions allant de N050 à N060° et des pendages allant de 70° à la verticale et sont parfois soulignés au niveau de leurs interfaces par des joints stylolitiques. La plupart des affleurements montre une intense déformation qui s'exprime par des fractures plus au moins fermées tapissées de calcite et de dépôt d'oxydes de fer. [32]

#### **IV.8.2-Les calcaires bréchiques intra-formationnels :**

Au niveau de l'ancien tunnel et du piton rocheux limitrophe (EX RN9), un faciès calcarobréchique assez homogène et finement cimenté s'intercale dans les calcaires massifs gris-sombres. Ces calcaires à grain fins montrent des structures lamellaires soulignées par des nuances de la couleur grise ils correspondent probablement une zone de faille très fracturée cette zone est rencontrée à l'intérieur du tunnel récent au moment de percement.

#### **IV.8.3-Les marno-calcaire pélitiques d'âge crétacé inférieur :**

Ils n'affleurent que très localement sur le talus amont du tracé ancien de la RN09 à environ 150 m au Sud du tunnel ancien, Ils sont masqués en grande partie par une unité de calcaire jurassique chevauchante. Ils ont finement lités se débitent en plaquettes d'épaisseur millimétrique et sont d'aspect satiné ce faciès se rapproche des unités telliennes allochtones crétacées qui sont dans la chaîne des Babors

#### **IV.8.4-Les colluvions grossières quaternaires :**

Ces formations apparaissent à partir de l'entrée du village Tala Khaled jusqu'à l'entrée Ouest de l'ancien tunnel de la RN9 actuelle.

- ✓ Les dépôts de pente : Sont d'épaisseur variable qui masque par endroits les talus abrupts du calcaire massif. Ces colluvions sont de nature hétérogène et hétérométrique à ciment calcaire et argileux. Ils sont généralement recouvertes par la végétation de type maquis offrent une bonne qualité d'affleurement à l'amont de l'ancienne route et à l'entrée du village Tala Khaled.
- ✓ Les brèches calcaires : sont d'épaisseur importante à l'entrée du village Tala Khaled. Elles sont formées d'éléments hétérométriques à ciment calcaire à l'amont de l'ancienne RN 9, ces brèches montrent un affleurement à ciment argileux. A l'affleurement on note la présence de cavités karstiques vides et comblées par des colluvions grossières qui sont constituées d'éléments hétérométriques anguleux et assez bien cimentés.

#### **IV.8.5-Les terrasses graveleuses marines :**

Elles sont constituées de galets de calcaires aplatis et arrondis de 2 à 10 cm de diamètre, généralement bien cimentés on les observe en plaquage le long de l'éperon rocheux qui domine la mer et sur les talus abrupts ç une altitude comprise entre 5 et 20 m par rapport au niveau de la mer, parfois ces terrasses se trouvent en alternance avec les colluvions dont elles sont contemporaines.

Des débris de fossiles témoignent de leur origine marine. Les terrasses les plus élevées et les plus anciennes sont localisées à environ 10 m du niveau marin actuel.

# CHAPITRE V

## Chapitre V : Problèmes engendrés par ce massif rocheux

### V.1-Historiques des mouvements gravitaires falaise de Cap Aokas :

#### V.1.1-Eboulement de Cap Aokas en 2005 :

La route nationale N9 qui longe le rivage marin est taillée au pied de ces falaises suivant des pentes de talus très fortes qui se développent sur plusieurs dizaines de mètres de hauteur. En mai 2005, un écoulement spectaculaire d'une falaise rocheuse de Cap Aokas s'est produit sur la route nationale N à l'entrée de la ville côtière d'Aokas. La surface dégagée par l'écroulement correspond à un plan de fracture de direction N100° et d'inclinaison 60° à 70° dans le sens du talus d'instabilité. Ce plan a été recoupé lors des terrassements de la nouvelle RN9 ce qui a compromis sa stabilité par suppression de butée de pied. Cet écoulement a mobilisé quelques 20 à 30000 m<sup>3</sup> de matériaux rocheux dont les blocs écroulés sont de différentes tailles et les plus gros dépassent 100 m<sup>3</sup>



**Fig V.1 :** Ecoulement de la falaise rocheuse en 2005. [35]

#### V.1.2-Eboulement d'avril 2014 :

En avril 2014 un nouvel éboulement d'un volume estimé entre 10 m<sup>3</sup> et 180 m<sup>3</sup> s'est produit au niveau du front d'attaque de l'ancienne carrière situé en amont de l'ancienne RN9 à l'entrée du village Tala Khaled.

Le plan de cet éboulement récent correspond au plan de stratification de directions N050° à N060° et de pendage de 70°NW.

### **V.1.3-Eboulement de février 2015 :**

Récemment en février 2015, sept personnes ont été tuées et 20 autres blessées dans un éboulement rocheux près du tunnel de Cap Aokas (à 500 m de la rentrés ouest) au PK26 de la RN 9 à l'Est de Bejaia.



**Fig V.2 :** Dégâts causés par l'éboulement de février 2015.

## **V.2-Causes possibles :**

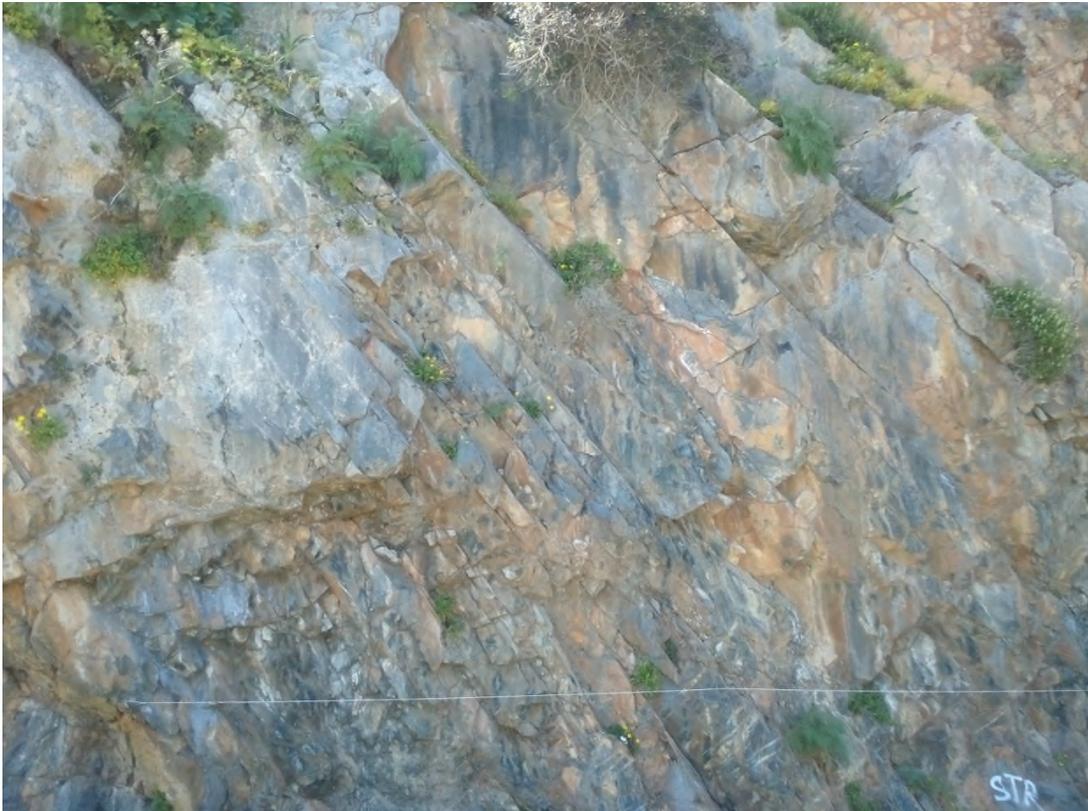
### **V.2.1-Analyse de la fracturation de la zone d'étude :**

Le massif calcaire d'Aokas est affecté par deux types de discontinuités, la première d'origine sédimentaire (joints de stratification) et la deuxième liée à la tectonique. Ces discontinuités provoquent le découpage du massif en une série de blocs au moins imbriqués et reliés entre eux.

### **V.2.2-Les joints de stratification :**

La stratification est très rarement visible sur le terrain. Celle observées à l'amont de l'ancienne RN9 (entrée du village Tala Khaled) et au voisinage du tunnel de la RN9 actuelle

suggère une structure d'ensemble monoclinale. Les plans de stratification sont fermés rugueux et parfois remplis d'argiles. Ils sont le siège de développement de stylolites et de détachement des dièdres.



**Fig V.3 :** Plan de stratification à l'ancienne route RN9

### **V.2.3-Les discontinuités liées à la tectonique :**

Dans cette étude l'analyse de la fracturation est basée sur les observations effectuées sur terrain et l'exploitation des documents cartographiques existants. Cette région est proche d'un accident régional de direction NE-SW (obert, 1981) passant à environ 25 km de l'Est de la zone. Le massif calcaire d'Aokas est affecté par une faille majeure verticale, subméridienne ( $N010^\circ$ ) à valeur décrochante sénestre observée sur le talus amont de l'ancienne route. Le prolongement de cette faille vers le nord coïncide avec la paroi de la falaise verticale très haute qui délimite les deux tunnels routiers à leur entrée Est. Elle est caractérisée par une zone de brèche épaisse de plusieurs mètres, qui chevauche des terrains marneux pélitiques d'affinité tellienne (nappe de charriages).

Des failles mineures sont réparties en deux familles dont la première correspond à des failles décrochantes sénestres de direction  $N010^\circ$  à  $N040^\circ$  avec un pendage subvertical. Cette famille s'interrompt au contact de la faille majeure (subméridienne).

Ces failles ont joué en failles d'effondrement suivant leurs plans et donnent naissance à des glissements vers le Nord et Nord-Ouest. La deuxième famille est le résultat des contraintes N-S qui ont provoqué l'écaillage du domaine tellien. Il s'agit de failles d'effondrement de direction N120° à N145°, dont le sens du glissement est vers le côté Nord et Nord-est.

#### **V.2.4-Karstification :**

Les falaises calcaires du massif montagneux d'Aokas sont connues par l'existence de nombreuses cavités de dissolution de taille très variable. Le meilleur exemple étant « les grottes féeriques » contiguës à l'ancien tunnel routier. Cette karstification est en relation avec la fracturation du massif, la présence de galets roulés dans les cavités indique qu'elles étaient en contact avec le niveau marin durant le Quaternaire.



**Fig V.4 :** Karstification près de la route RN9 (Partie Est du massif).

#### **V.2.5-Hydro-climatologie et Hydrogéologie :**

Selon une étude climatique, Bejaia occupe l'étage bioclimatique sub-humide à hiver chaud. Le climat de la région est de type méditerranéen. Il se caractérise par deux saisons bien distinctes : une saison humide et une saison sèche.

La région de Bejaia est l'une des régions les plus pluvieuses d'Algérie avec une pluviométrie moyenne avoisinant les 900 mm/an avec une répartition très inégale des pluies durant le cycle

annuel. Les variations de la température sont aussi assez graduelles au cours de l'année. Cette variation s'explique par l'effet régulateur de la mer et du couvert végétal.

Aucune venue d'eau le long des falaises n'a été observée sur site. Cependant l'existence de dépôts ferrugineux qui tapissent les parois de certaines fractures et leur remplissage par des argiles indique que ces dernières sont traversées par l'eau pendant les saisons pluviales.

La fracturation et la Karstification confèrent au massif calcaire une perméabilité suffisante pour l'infiltration et l'accumulation d'eaux souterraines. Nous avons observé lors des jours de pluie des suintements d'eau provenant du plafond des falaises situées en amont de l'ancienne RN9

### **V.3-Conclusion :**

Dans l'unité du Barbacha, les montagnes sont caractérisées par des altitudes élevées et des pentes très importantes. Au Nord, dans la région d'Aokas, le massif côtier des Babors est constitué de calcaire jurassique qui montre une intense déformation qui s'exprime par des fractures plus au moins importante.

La route nationale N9 qui longe le rivage marin, est taillée au pied de ce massif suivant des pentes de talus très fortes qui se développent sur plusieurs dizaines de mètres de hauteur. Le long de ces falaises calcaires, de nombreuses cavités de tailles variables sont connues. Le meilleur exemple étant « les grottes féeriques » contigües à l'ancien tunnel routier. Cette Karstification est en relation avec la fracturation du massif. On les trouve depuis la rentrée du village Tala Khaled jusqu'à l'écroulement du mai 2005. Elles sont comblées par des brèches ou des dépôts de pente.

Les phénomènes : chute de pierre, éboulement et écroulement sont le type le plus fréquemment rencontré le long de ces falaises. Ils se produisent par divers mécanismes de rupture (basculement, rupture de pied, glissement banc sur banc) à partir des falaises, d'escarpement rocheux (calcaire massif et brèche) ou de formations meubles à bloc (colluvions).

Deux natures d'aléas sont représentées, les éboulements de grandes masses, tels que survenus le 9 mai 2005 à l'entrée ouest du tunnel d'Aokas, en avril 2014 dans le talus amont de l'ancienne carrière et en février 2015 à 1 km de l'entrée ouest du tunnel Aokas, et les chutes de blocs. Les observations sur site montrent clairement l'existence de cet aléa.

Ces chutes de blocs provoquent des glissements de terrain qui sont dus à l'instabilité de la pente de la falaise donc on fait face à deux problèmes majeurs qui sont les chutes de blocs et les glissements de terrain engendrés par ces chutes

Les solutions du premier problème est réalisées par l'entreprise CAN Algérie qu'on va les présenté dans le chapitre suivant. Tendis que le deuxième problème qui est les glissements de terrain on va l'étudier dans le dernier chapitre.

# CHAPITRE VI

## **Chapitre VI : Etude de confortement contre les éboulements de la falaise Cap Aokas**

### **VI.1-Introduction :**

Dans ce chapitre on va présenter les différents ouvrages adéquats réalisés par l'entreprise CAN Algérie pour la protection de la route contre les chutes de blocs, les études faites par IMSRN (ingénierie des mouvements de sol et des risques naturels) sont basées sur la trajectographie des blocs, il faut que ces ouvrages :

- Puisse prendre en compte des blocs de 40 m<sup>3</sup>,
- Ramènent le niveau de risque résiduel après travaux sur la chaussée à faible (contre moyen avec le dispositif d'écrans seuls).

Il a été décidé de mettre en œuvre la solution n°3 de l'étude préliminaire, à savoir "Écrans + merlon".

### **VI.2-Nature et position des ouvrages de protection :**

Les ouvrages de protections retenus sont constitués par une série d'écrans pare-blocs repartis sur 3 niveaux de façon identique. L'écran le plus proche de la route (EC5) est remplacé par un merlon, encastré dans la falaise coté Bejaia. Le dispositif se compose donc :

- D'écrans pare-blocs de moyenne capacité (3000 KJ) notés EC1 à EC4 positionnés en partie haute et médiane de versant, c'est-à-dire en amont et en aval de l'ancienne Route Nationale. Voir l'annexe 2.
- D'un merlon en enrochement à l'aval le long de la route (longueur 100 m).
- Des nappes de grillages pendues à positionner sur la falaise de conglomérats en bordure de route en direction de Bejaia.
- Des travaux de purges de mise en sécurité. Les ouvrages de type écrans sont positionnés sur l'extrait de MNT ci-dessous. A noter que par rapport à l'étude préliminaire, l'écran EC3 a été remonté en amont de l'ancienne Route Nationale pour conserver le passage (sur demande de la DTP).

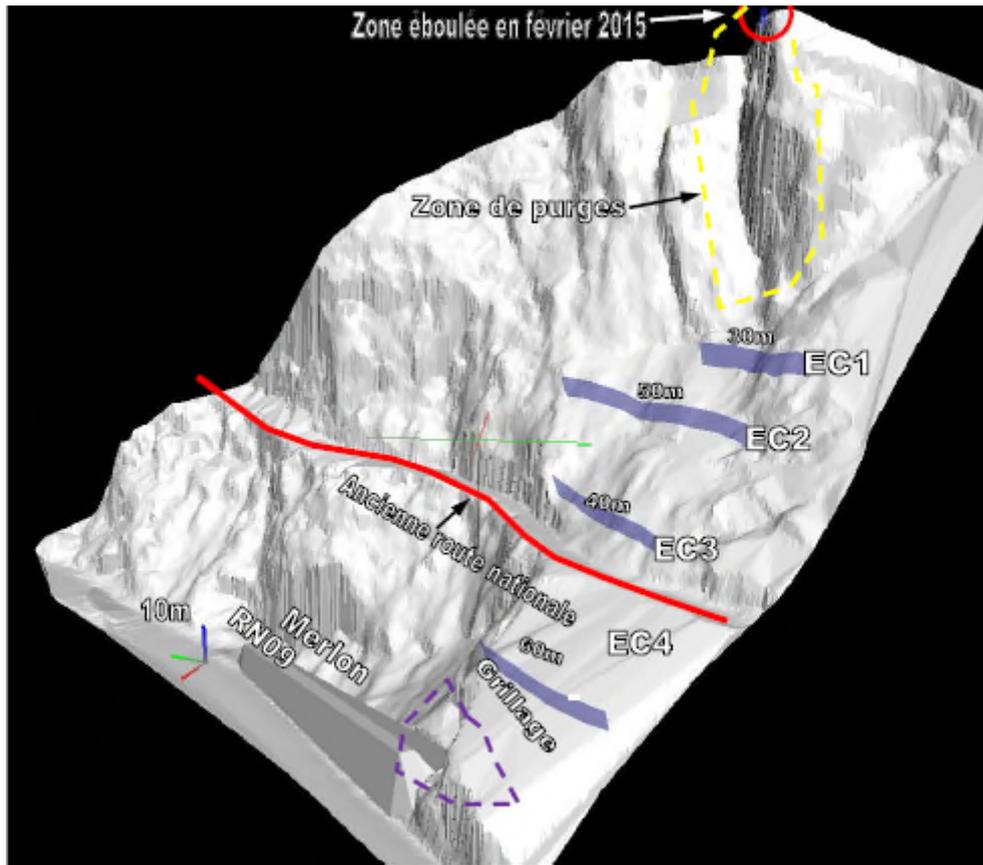


Fig VI.1 : positionnement des ouvrages de protection.



Fig VI.2 : Localisation des écrans EC1 à EC4 et du merlon (vue depuis le sommet de paroi).



**Fig VI.3** : écran EC2 et EC3 respectivement.



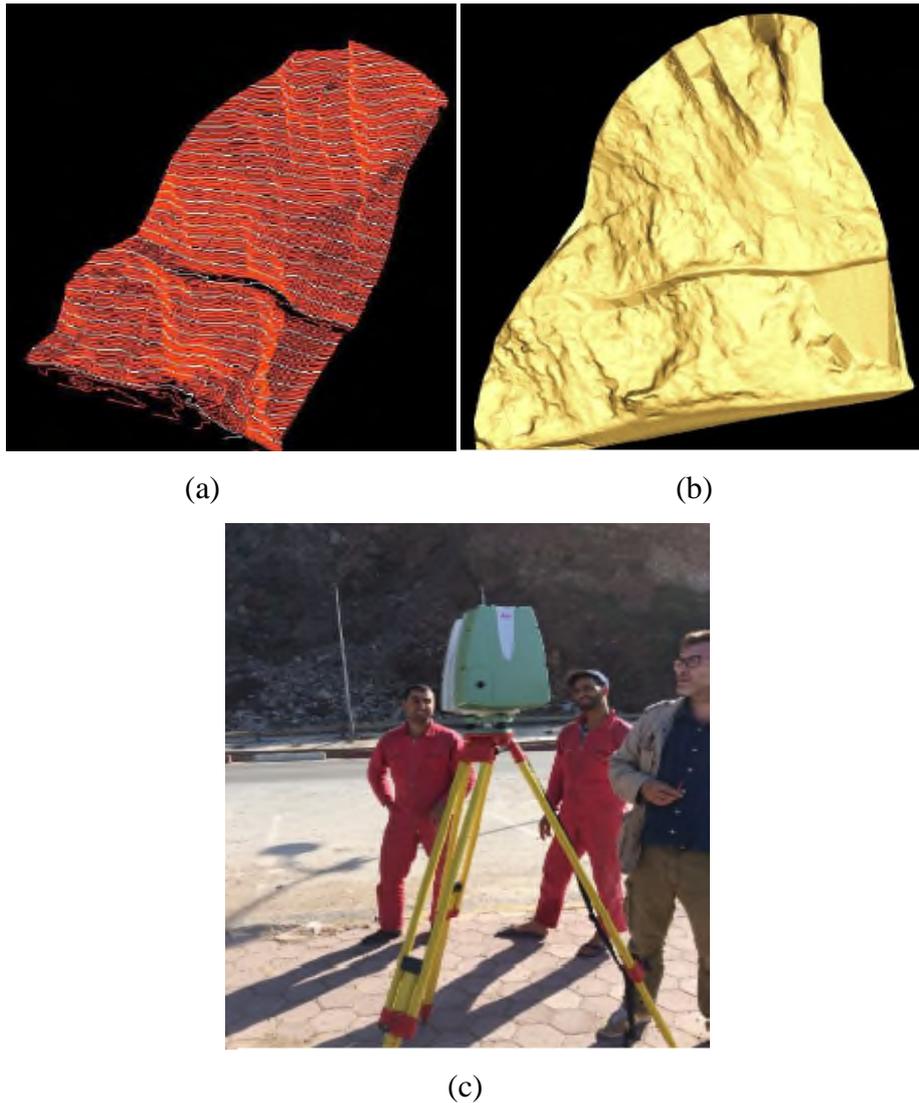
**Fig VI.4** : positionnement des écrans EC1 EC2 EC3.



**Fig VI.5:** positionnement de l'écran EC4.

### **VI.3-Données topographiques :**

Le MNT support de la trajectographie 3D est issu d'un relevé LIDAR (SCAN LASER 3D) terrestre effectué en février 2015 par le cabinet d'étude topographique Topo Consult situé à Alger. Le format utilisé est un nuage de points en coordonnées XYZ qui est traduit en MNT (modèle numérique de terrain) par le logiciel de trajectographie KAYASS. Ce relevé permet d'obtenir un modèle très précis (de l'ordre du cm), cependant, pour des raisons de fonctionnement du logiciel de trajectographie, la précision a été limitée à 50 cm en altitude et en planimétrie.



**Fig VI.6 :** (a) courbe de niveau tous les 0.5m (b) modélisation de la falaise (MNT) (c) Leica Scan station P20 scanner laser Ultra-rapide.

#### **VI.4-Calculs de trajectographie :**

##### **VI.4.1-Hypothèse de base :**

La modélisation concerne des événements de type « chutes de blocs isolés ». Les blocs sont assimilés à des sphères rigides chutant individuellement sans interactions entre-elles. Conformément aux observations de terrain, le volume des blocs pris en compte dans les modélisations varie aléatoirement entre :

- 1 et 4 m<sup>3</sup>.
- 10 et 40 m<sup>3</sup> pour le merlon.

Les hauteurs indiquées correspondent au centre d'inertie du bloc, auquel on pourra rajouter le rayon pour avoir la hauteur d'application du bloc sur un ouvrage (Rayon d'un bloc de  $4 \text{ m}^3 = 1 \text{ m}$ , un bloc de  $40 \text{ m}^3 = 2,10 \text{ m}$ ).

Le nombre de trajectoires modélisées est de 100 000.

Le logiciel KAYASS 3D peut simuler des chutes de blocs en trois dimensions sur la base d'un modèle numérique de terrain réalisé à partir d'un programme fonctionnant par numérisation de cartes topographiques à résolution fine (échelle de 1/500e à 1/1000e) ou utilisation d'un support type MNT réalisé par photogrammétrie ou lidar. Le modèle obtenu est complété par des observations de terrain.

Ce logiciel est utilisé pour étudier le comportement de blocs dans un versant à géométrie complexe (talweg, éperon et contre pentes...). Il détermine la répartition spatiale d'une grande quantité de blocs dont les zones de départ peuvent être réparties ponctuellement ou sur l'ensemble d'une ligne de crête. Le calcul permet de positionner précisément tous les points d'arrêt des blocs sur un versant ou en pied de celui-ci ainsi que de quantifier leur répartition.

Pour le positionnement de protections pare-blocs, le modèle évalue le risque de franchissement latéral d'ouvrages (écrans, merlons...) par des blocs animés de trajectoires curvilignes. Le dimensionnement de la longueur au sol de l'ouvrage pourra donc être précis par ce programme. On notera que le logiciel restitue le support topographique utilisé, permettant ainsi une grande précision quant au positionnement de protections.

L'étude du comportement de blocs au voisinage d'un éperon ou circulant dans un talweg du versant est aussi une application directe de ce programme (risque de franchissement ou au contraire étude du rôle protecteur d'un éperon du versant). Enfin, par interpolation des points d'arrêt des trajectoires extrêmes des blocs, le logiciel est un auxiliaire précieux pour la réalisation de cartographie de risques pour "l'alea chutes de blocs".

#### **VI.4.2-Aléa de propagation :**

Pour ce rapport, la détermination du risque sera calquée (par soucis de simplification) sur la notion d'alea de propagation. Ce dernier est basé sur un comptage des trajectoires avec un rapport entre le nombre de blocs au départ en sommet de versant et le nombre de trajectoires atteignant l'enjeu (ici la RN09). Pour la qualification du risque une fois les ouvrages neufs envisagés réalisés, on parlera de risque résiduel sur les enjeux après travaux.

L'alea de propagation sera déterminé suivant la grille suivante en considérant un calcul suivant 100 000 trajectoires :

**Tableau VI.1 : les aléas de propagation par trajectographie.**

	Aléa de propagation par trajectographie
Très faible	Inferieur à 1 bloc sur 100 000 - Soit inferieur à 0,001%
Faible	De 1 bloc sur 10 000 à 1 bloc sur 100 000 - Soit de 0,01% à 0,001%
Moyen	De 1 bloc sur 100 à 1 bloc sur 10 000 - Soit de 1% à 0,01%
Elevé	De 1 bloc sur 100 à 8 blocs sur 10 - Soit de 1% à 80%
Très élevé	Soit supérieur a 80 %

L'alea de propagation caractérise la probabilité d'atteinte de l'enjeu lors de la propagation des éléments rocheux. Il tient compte de la topographie du site et de la proximité de l'enjeu par rapport à la zone de départ de blocs.

La définition des zones d'alea par trajectographie est valable pour des trajectoires ponctuelles (bloc isole dont la propagation est indépendante d'autres blocs = pas de contact ni d'interactions entre les blocs). Cette définition des aléas de propagation ne prend pas usuellement en compte les phénomènes d'éboulements en masse qui modifient les conditions de propagation des blocs.

#### **VI.4.3-Nature des sols :**

La nature des sols utilisés pour les modélisations est présentée dans la figure ci-dessous :

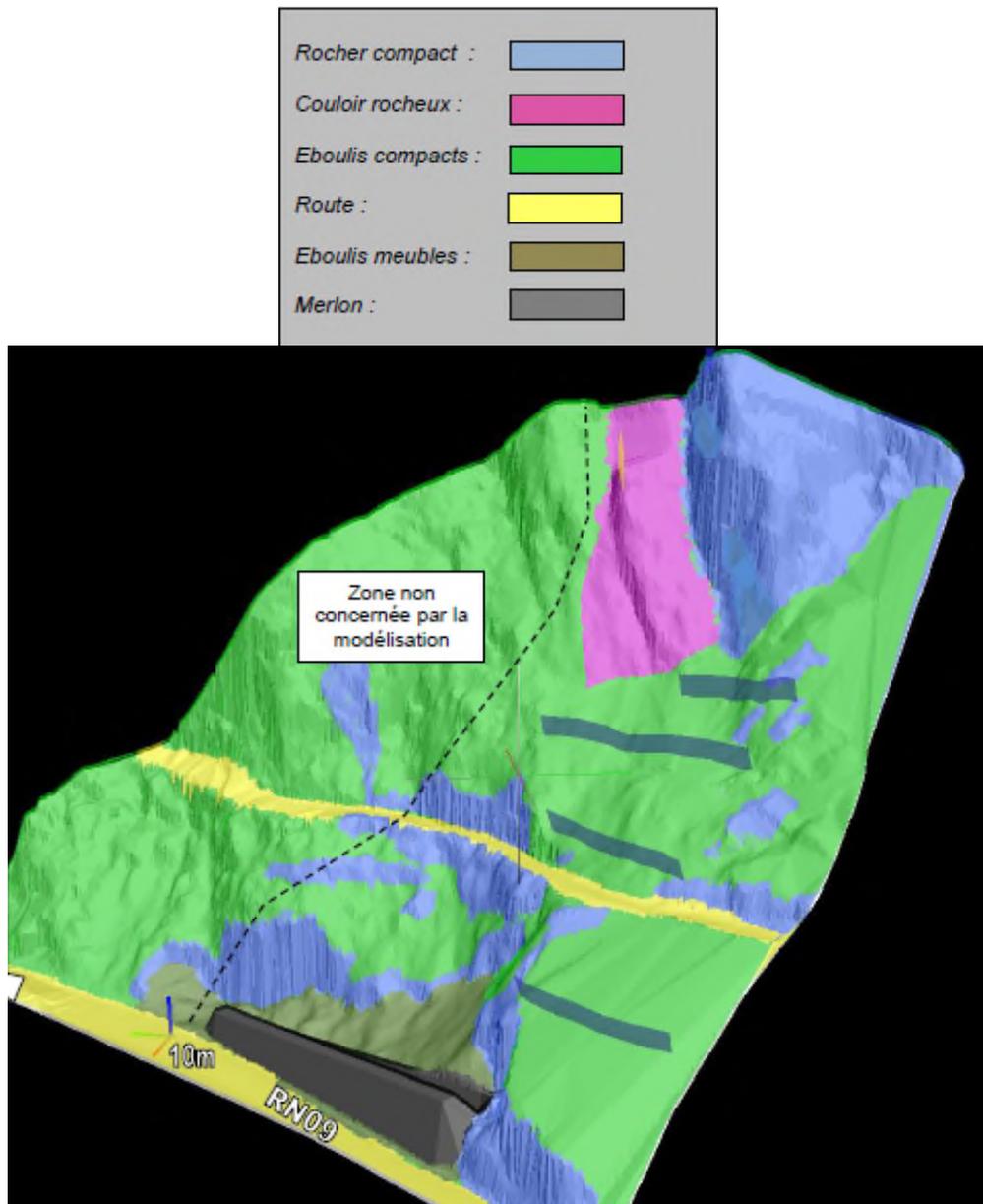
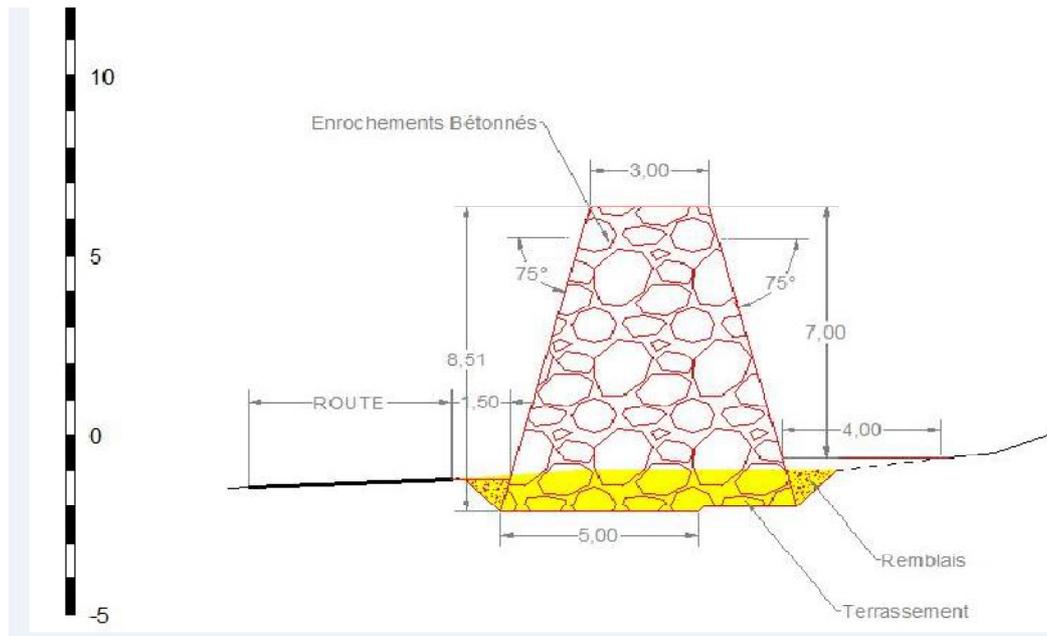


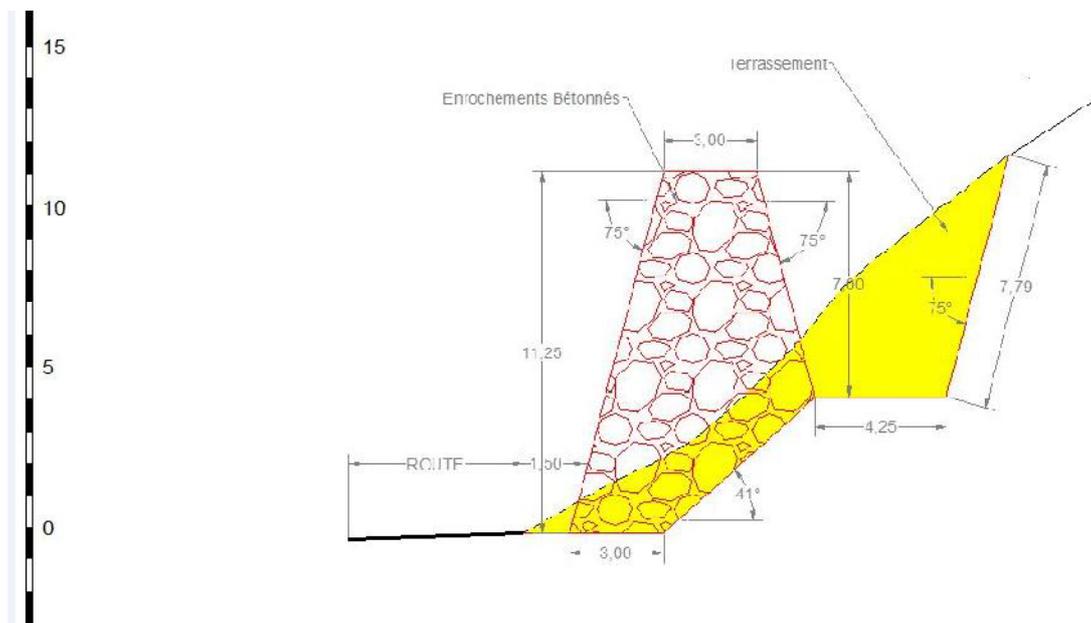
Fig VI.7 : Nature des sols

#### VI.4.4-Géométrie du merlon :

Le merlon sera réalisé en enrochements bétonnés. Reprenant un profil pyramidal tronqué, sa hauteur a été optimisée en fonction des contraintes géotechniques de réalisation, surtout coté Bejaia, ou la fosse de l'ouvrage nécessitera un encastrement dans le talus soutenu par une paroi clouée. La longueur du merlon sera de 100 m et sa hauteur totale d'interception sera de 7 m.



**Fig VI.8 : Géométrie du merlon coté Aokas.**

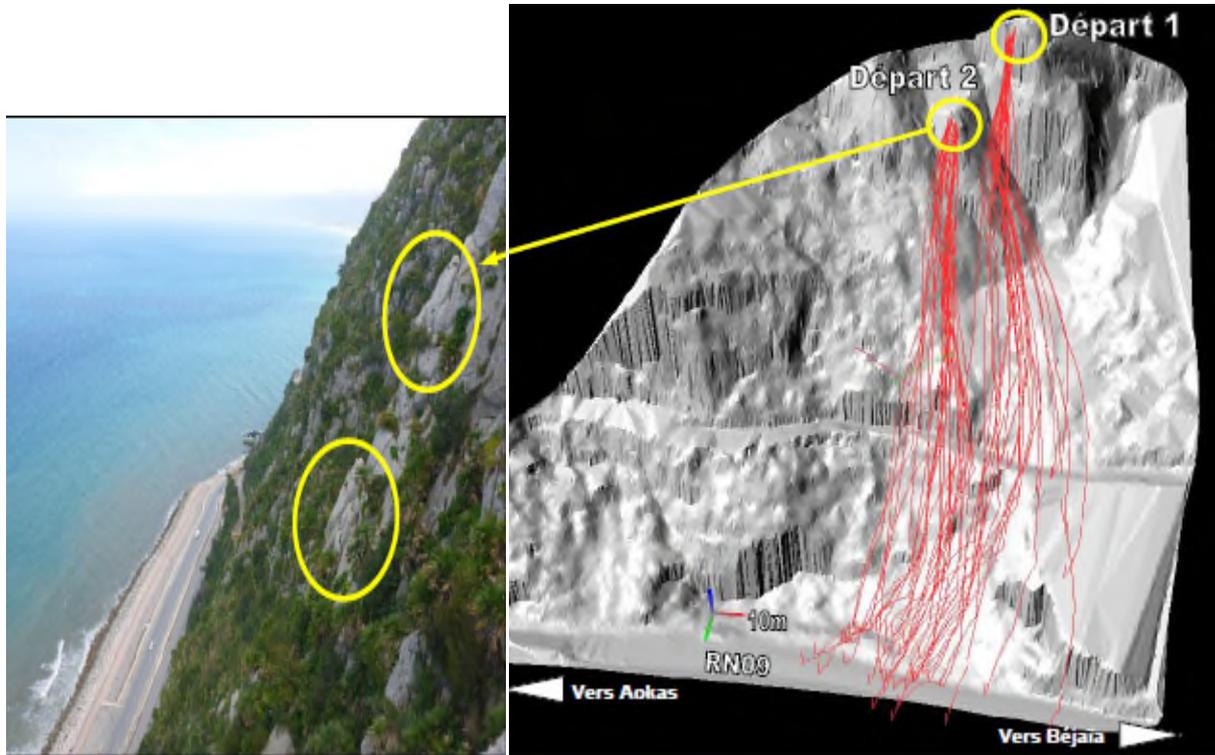


**Fig VI.9 : Géométrie du merlon coté Bejaia.**

#### **VI.4.5-Points de départ des trajectoires :**

Par rapport au travail précédent, il a été introduit une nouvelle zone de départ de trajectoires. La zone de départ notée "départ 1" correspond à l'éboulement de février 2015. En plus de cette dernière, la zone de départ notée "départ 2" correspond à des blocs instables repérés sur une arête lors des reconnaissances de terrain. Bien que située en limite de zone d'étude, l'introduction de cette deuxième zone de départ dans le calcul permet d'une part de recentrer le flux de trajectoires vers le merlon et d'augmenter sa mobilisation par rapport aux écrans.

D'autre part, la zone d'étude est mieux couverte, en envisageant deux cas de figure de propagation différents, plutôt qu'un unique départ conforme à celui de février 2015. On remarquera que les 100 000 trajectoires sont également réparties entre les deux zones de départ.



**Fig VI.10** : Les zones de départ de trajectoire.

#### **VI.4.6- Zones de mesures :**

Les mesures statistiques décrites ci-après correspondent à la position des écrans EC1 à EC4 et au merlon, positionnés ci-dessous sur une vue en plan.

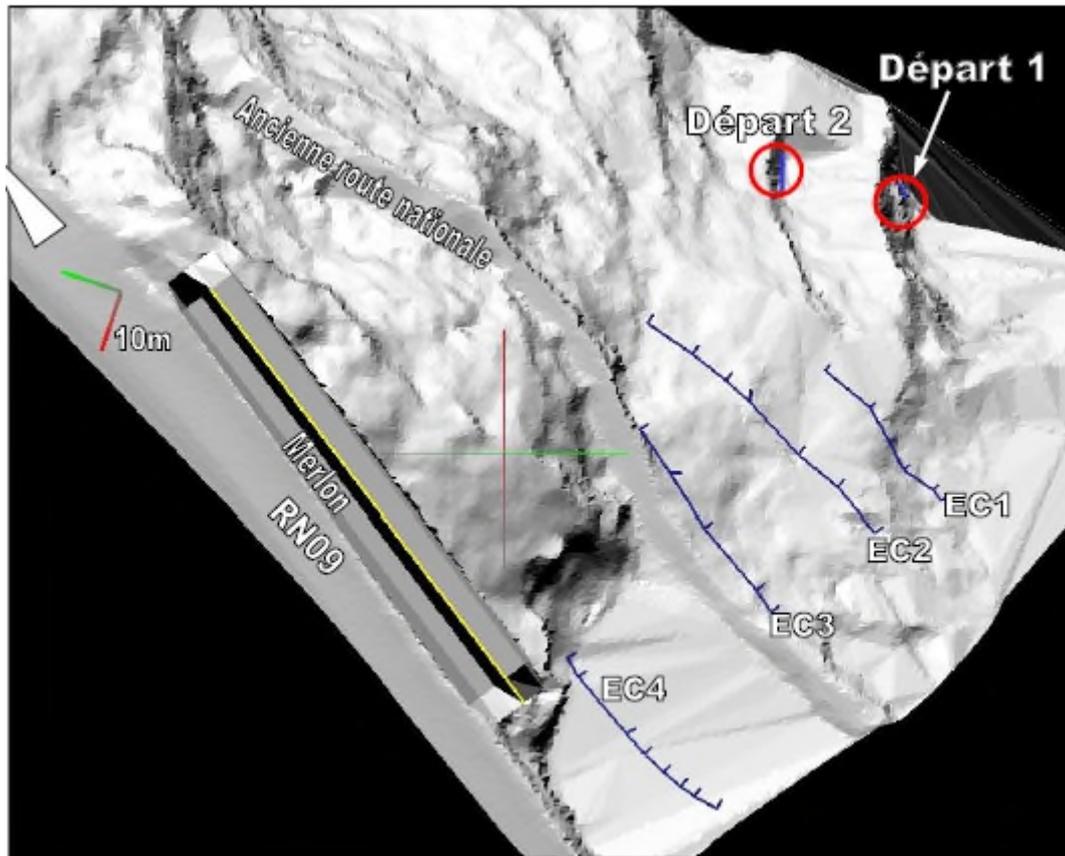


Fig VI.11 : Les zones de mesures.

## VI.5-Résultats :

### VI.5.1-Aléa de propagation avant travaux :

Le calcul a été réalisé en indice A avec 100 000 trajectoires pour des blocs de 1 à 4 m<sup>3</sup>. Il s'agissait de définir l'aléa de propagation sur la route avant travaux.

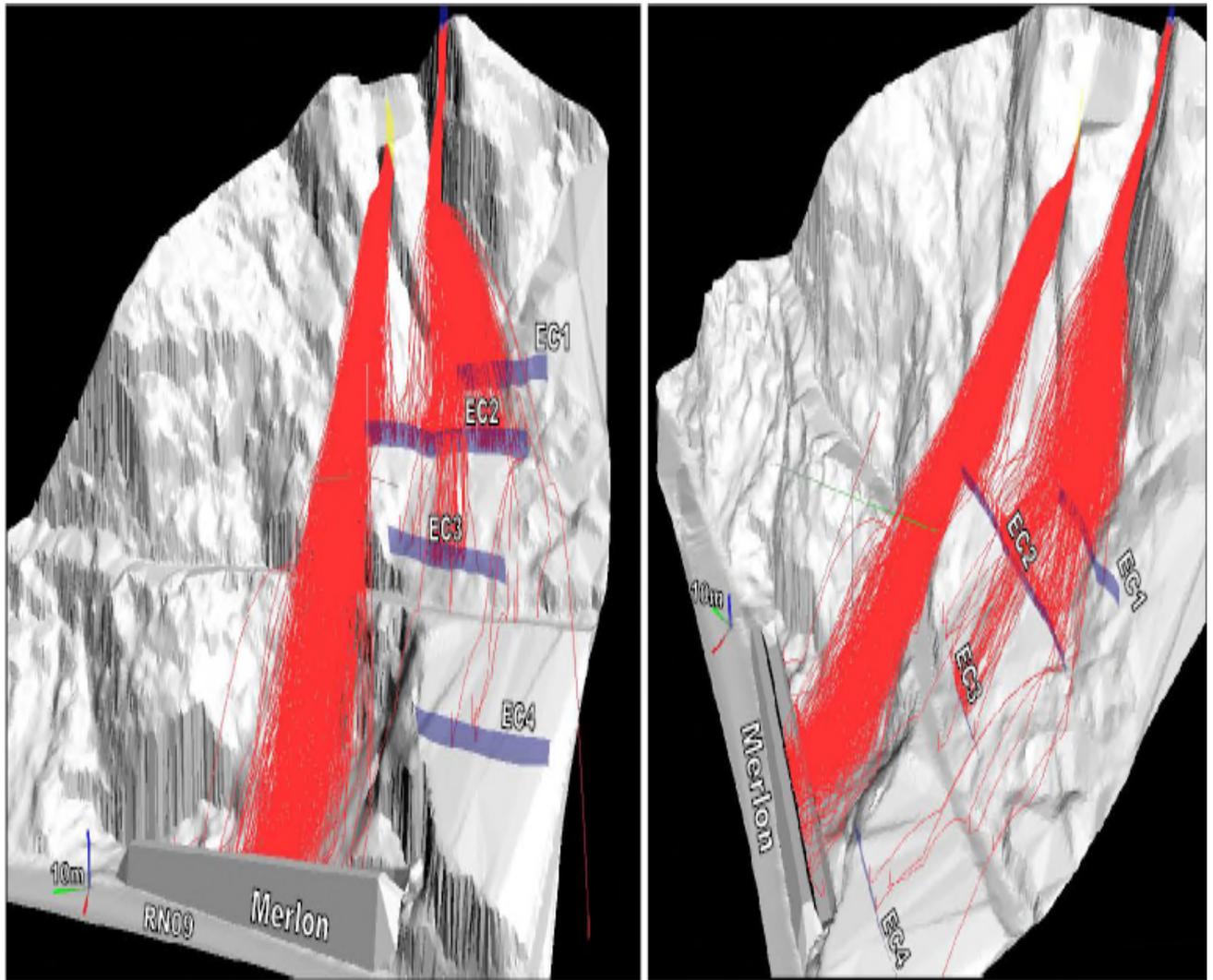
Les résultats du calcul obtenus sont les suivants :

- Pourcentage de blocs atteignant l'ancienne Route Nationale : 98%,
- Pourcentage de blocs dépassants l'ancienne Route Nationale : 65%,
- Pourcentage de blocs atteignant la chaussée : 14%.

Conformément à notre grille d'alea, l'aléa de propagation actuel sur la route est qualifié de très élevé. Cette situation confirme la nécessité de maintenir les restrictions de circulation actuelles.

### VI.5.2-Détermination de l'aléa de propagation résiduel :

La modélisation est reprise en implantant le dispositif d'écrans prévus et le merlon. Les hauteurs nominales des écrans ont été choisies en fonction des hauteurs maximales existantes disponibles chez les différents fournisseurs pour des écrans de capacité 3000 KJ, compte tenu des difficultés de pose en terrains escarpés.



**Fig VI.12 :** Représentation d'une sélection de 1000 trajectoires avec le dispositif d'écrans en place et le merlon.

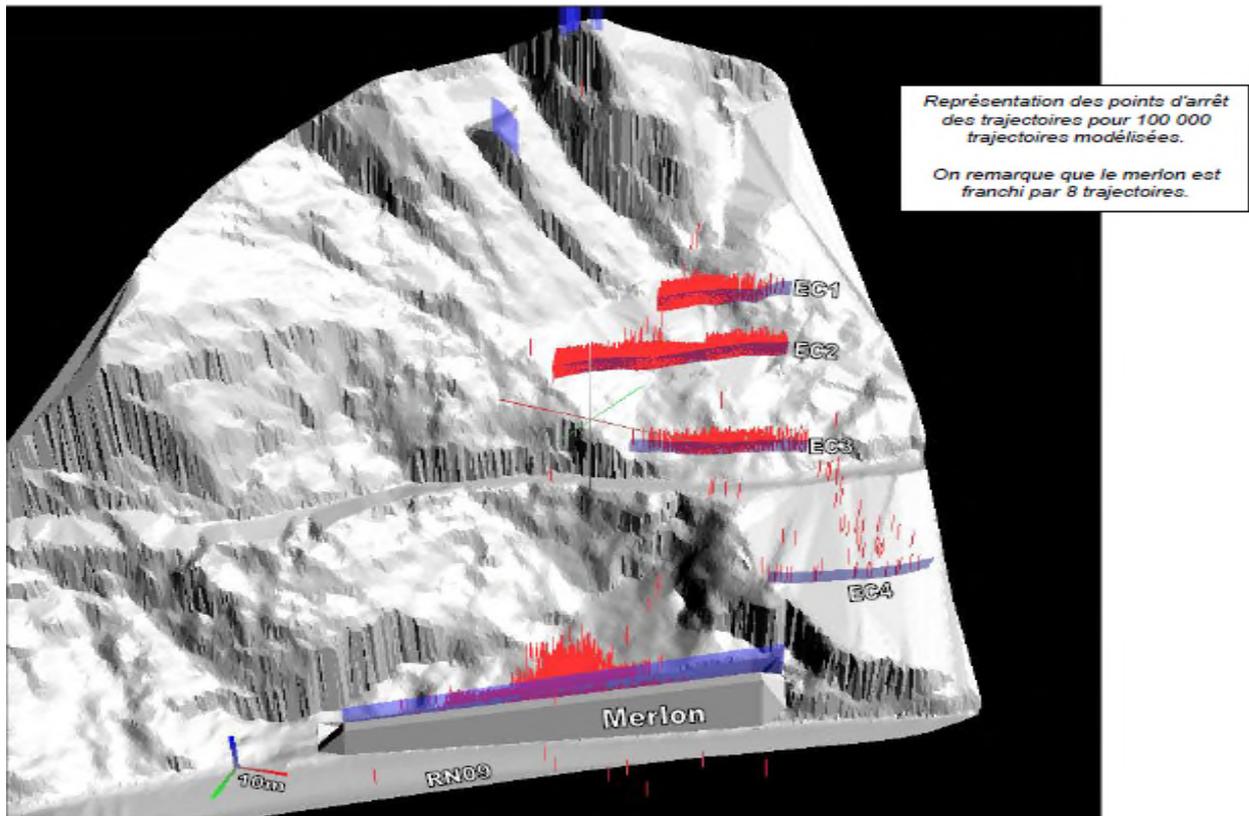


Fig VI.13 : Les points d'arrêt des trajectoires pour 100 000 trajectoires modélisées.

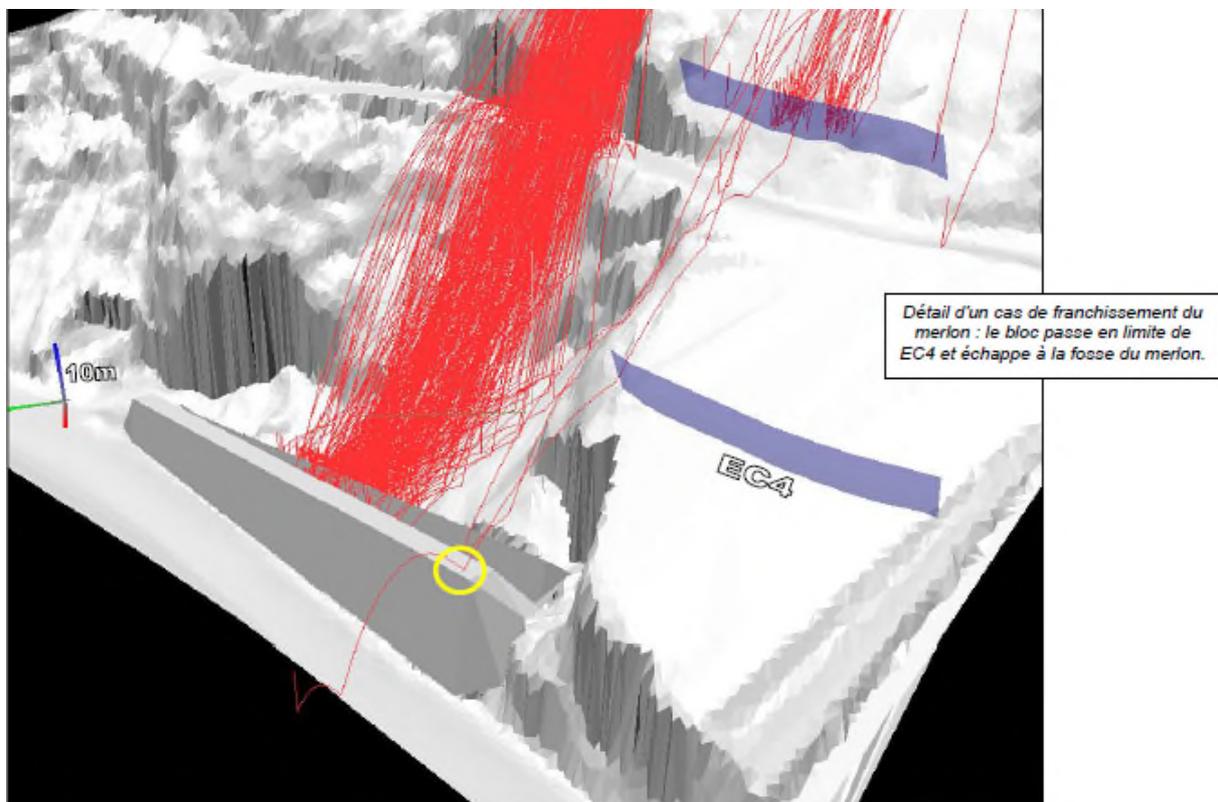


Fig VI.14 : un cas de franchissement du merlon.

Les principaux résultats obtenus par comptage au niveau des différents écrans et du merlon sont présentés ci-dessous :

**Tableau VI.2 : Les résultats obtenus par comptage.**

Ecran	Capacité (KJ)	Hauteur nominale (m)	Nombre de blocs atteignant la protection/100 000	Nombre de blocs > hauteur nominale	Nombre de blocs > 3000 Kj
EC1	3000	6	36 315	3212	3271
EC2	3000	6	35 347	2801	1114
EC3	3000	6	4020	353	265
EC4	3000	6	184	0	0
Merlon	>10 000	7	8683	8	0

Le dispositif montre que le nombre de trajectoires franchissant le merlon et atteignant la route est au total de 8 / 100 000.

La probabilité d'atteinte de la chaussée est donc de 0,008 %. D'après la grille du tableau VI.2, l'aléa de propagation résiduel après est qualifié de faible (contre très élevé actuellement c'est-à-dire sans protection et moyen avec la pose d'écran EC5).

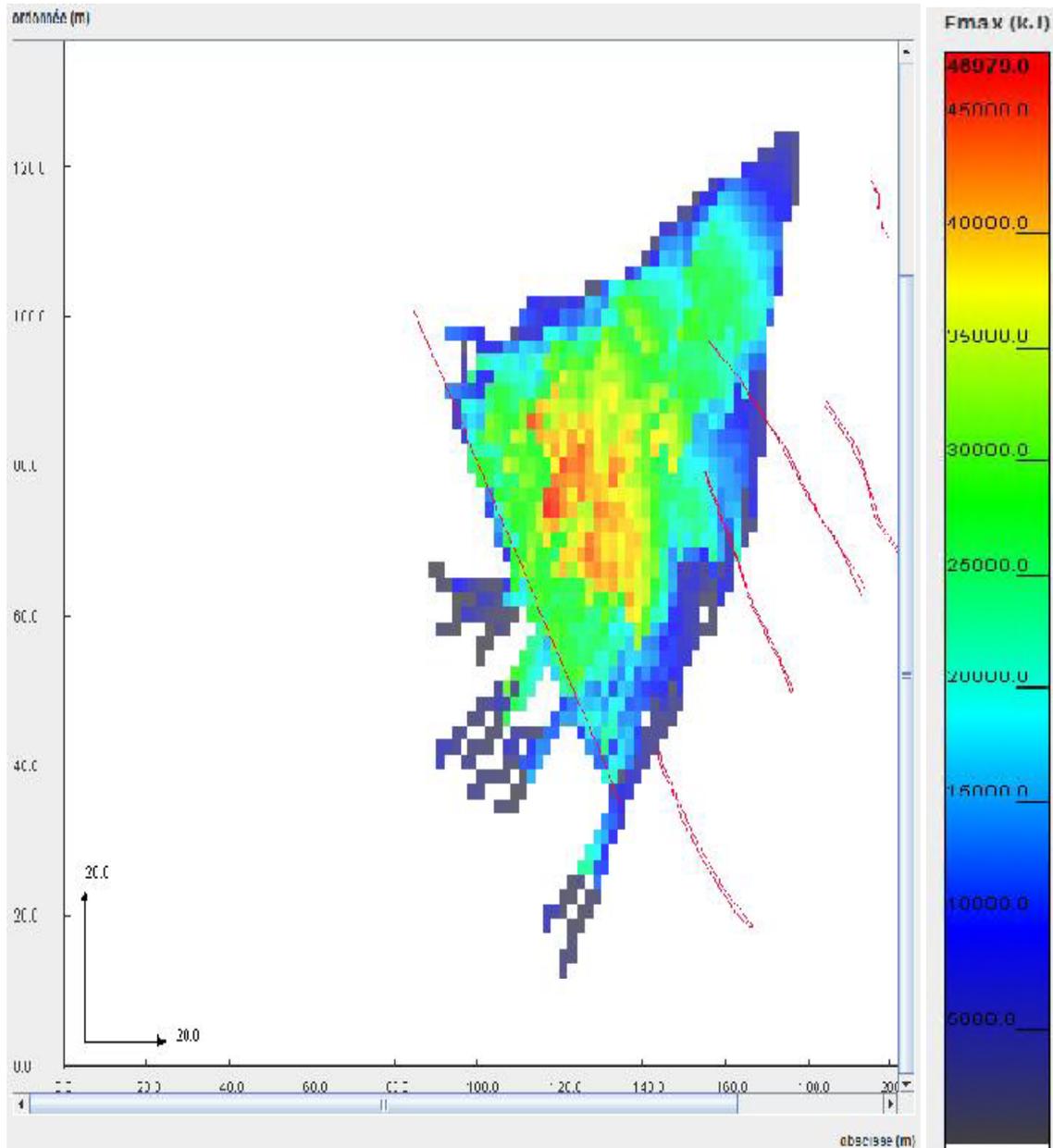
Ce résultat est obtenu avec des blocs se propageant avec des volumes compris entre 1 et 4 m<sup>3</sup>. Il s'agit ici du cas courant et le plus envisageable, surtout en cas de chute de bloc isolé.

#### **VI.5.3-Cas de blocs de 40 m<sup>3</sup> :**

La prise en compte des blocs de 40 m<sup>3</sup> par les ouvrages envisagés ici est désormais possible par la présence du merlon. En effet, seul un ouvrage de cette catégorie peut intercepter des blocs avoisinants les 40 m<sup>3</sup>. Si ce volume peut être considéré comme exceptionnel sur le site d'Aokas, en cas de nouvel événement, il n'est pas à exclure que des volumes supérieurs à 4 m<sup>3</sup> puissent mobiliser les ouvrages prévus.

Pour des blocs plus importants, compris dans la gamme 5 à 40 m<sup>3</sup>, les écrans seront probablement inopérants, surtout en cas de chutes simultanées de plusieurs blocs. Ce cas est à envisager si des trajectoires se dévient majoritairement vers la droite (en regardant le versant). Par contre, la quasi-totalité des trajectoires qui aboutira dans le merlon, quelque soit le volume, sera stoppée (hormis une faible proportion évaluée à moins de 0,01 %).

La modélisation reprise depuis la zone de départ n°2 montre que le merlon peut être atteint avec des vitesses à l'impact avoisinant les 20 m/s. L'énergie dégagée à l'impact pour des blocs de 5 à 40 m<sup>3</sup> peut varier entre 10 000 KJ et 30 000 KJ, avec un pic de probabilité situé à 25000 KJ (voir graphe ci-dessous). La vérification de la résistance à l'impact du merlon en enrochements fera l'objet d'une modélisation spécifique.



**Fig VI.15 :** Répartition cumulée des énergies maximums observées lors de la chute de 100 000 blocs sur une vue en plan. La ligne représentant la position du parement amont du merlon n'est pas sollicitée au delà de 25 000 KJ.

### **VI.6-Conclusion :**

D'après l'étude préliminaire, l'entreprise CAN Algérie à mis en œuvre des écrans par-blocs et un merlon pour protéger la route RN09 contre ces chutes de blocs. Les écrans par-blocs pour maintenir les blocs, en cas de blocs supérieur à 40 m<sup>3</sup> ces écrans deviennent inopérants face à une telle masse et c'est là que vient le rôle du merlon qui est non seulement bâti pour contenir les chutes du deuxième départ mais aussi pour ce cas spécial.

# CHAPITRE VIII

## **Chapitre VII : Caractérisation et classification du massif d'Aokas**

### **VII.1-Introduction :**

Le principal objectif de l'étude des discontinuités, notamment des diaclases et des plans de stratification, ainsi que leurs caractéristiques est de définir les paramètres nécessaires à une évaluation de la stabilité des talus. Le calcul du RMR et RQD ainsi que SMR est nécessaire pour caractériser et classer le massif rocheux basé sur l'étude primaire qui est l'étude des discontinuités. Les données récoltées au niveau des affleurements rocheux permettent de répondre aux questions suivantes :

- Quelle est la compétence et la massivité de la masse rocheuse ?
- Observer des ensembles de discontinuités majeurs et comment affecteront-ils la stabilité des talus ?
- La densité de la fracture est-elle homogène ou observer des zones de fissure plus discrètes ?
- Sur la base des données de structure orientée et des propriétés de la masse rocheuse, quelles orientations d'exploitation sont susceptibles d'être stable ou, l'inverse, instables ?

### **VII.2-Etude des discontinuités :**

L'acquisition de données liées aux discontinuités améliorera l'interprétation et la compréhension de la structure et des conditions géotechniques de la masse rocheuse ; cette activité est donc fondamentale à la planification des travaux d'excavation.

Pour obtenir les données qu'on va les voir après on a utilisé :

- Deux boussoles géologiques ;
- GPS et autres appareils de mesure/localisation ;
- Une règle pliante ;
- Un appareil photo ;
- Un marteau ;
- Un cordeau ;
- Des sacs à échantillons.

#### **VII.2.1-Description des discontinuités et des affleurements :**

Les propriétés des ensembles de diaclases et autres discontinuités observés au niveau de l'affleurement doivent être décrites suivant les procédures suivantes. Pour chaque affleurement, un rapport de cartographie et de sondage distinct doit être rempli. Cette rubrique reprend l'ensemble des propriétés et paramètres importants à intégrer au rapport.

### VII.2.1.1- information en en-tête :

On note les paramètres suivants sur le rapport de sondage :

- Date
- Coordonnées de l'affleurement

### VII.2.1.2- caractéristiques rocheuse :

Les caractéristiques de la masse rocheuse de l'affleurement. Décrive le principal type de roche, le degré d'altération, les caractéristiques de la stratification et estimez la résistance de la roche. Le rapport doit reprendre le/les

- **Type de roche** – on note les principaux types de roches observées dans l'affleurement. en Utilisant les options données.
- **Caractéristiques de la stratification rocheuse** – on fait la distinction entre :
  - **Massivité** (pas de stratification), stratification **irrégulière**, stratification **régulière** et **ondulation**.
- On estime la **résistance** de la roche conformément au tableau VII.1
- **Degré d'altération de la roche** suivant la classification du tableau VII.2

**Tableau VII.1:** Critère d'estimation de la résistance de la roche

Degré	Terme	Critère d'évaluation	Exemples
R6	Extrêmement Résistante	Le marteau de géologue ne fait qu'ébrécher l'échantillon	Basalte, diabase, gneiss, granite, quartzite frais
R5	Très résistante	L'échantillon doit recevoir de nombreux coups de marteau de géologue avant de se fracturer	Amphibolite, grès, basalte, gabbro, gneiss, granodiorite, calcaire, marbre, rhyolite, tuf
R4	Résistante	L'échantillon doit recevoir plus d'un coup de marteau de géologue avant de se fracturer	Calcaire, marbre, phyllite, grès, schiste métamorphique, schiste sédimentaire, grès fin
R3	Moyennement Résistante	L'échantillon ne peut être éraflé ou pelé avec un canif, mais peut être fracturé d'un seul coup de marteau de géologue	Argilite, charbon, béton, schiste métamorphique, schiste sédimentaire, grès fin
R2	Friable	L'échantillon ne peut être que difficilement écaillé avec un canif ; réalisation d'une marque	Craie, halite, potasse

		superficielle en le frappant d'un coup sec avec la pointe d'un marteau de géologue	
R1	Très friable	L'échantillon s'effrite s'il est frappé d'un coup sec avec la pointe d'un marteau de géologue ; il peut être écaillé à l'aide d'un canif	Roche extrêmement altérée/dégradée
R0	Extrêmement Friable	L'échantillon se marque sous la pression de l'ongle	Salbande rigide

**Tableau VII.2 : degrés d'altération de la roche**

Degré	Terme	Description
I	Fraiche	Aucun signe d'altération du matériau rocheux. Légère décoloration au niveau des principales surfaces de discontinuité.
II	Légèrement altérée	La décoloration indique une altération du matériau rocheux et une discontinuité de sa surface. L'ensemble du matériau rocheux peut être décoloré par l'altération et donc être un peu plus fragile que la normale.
III	Modérément altérée	Moins de la moitié du matériau rocheux s'est décomposé et/ou désagrégé en sol résiduel. Présence de roche fraîche ou décolorée en continu ou en boules.
IV	Très altérée	Plus de la moitié du matériau rocheux s'est décomposé et/ou désagrégé en sol résiduel. Présence de roche fraîche ou décolorée de façon discontinue ou en boules
V	Complètement altérée	L'ensemble du matériau rocheux s'est décomposé et/ou désagrégé en sol résiduel. La structure initiale de la masse demeure en grande partie intacte.
VI	Sol résiduel	L'ensemble du matériau rocheux s'est transformé en sol résiduel. La structure de la masse est détruite. On observe un important changement de volume, mais le sol n'est pas essentiellement formé sur des matériaux transportés.

### VII.2.2-Mesure de l'orientation des discontinuités :

L'orientation d'une discontinuité est définie par sa direction de pendage (azimut) et son angle de pendage. L'azimut et le pendage sont mesurés à l'aide d'une boussole géologique. La direction de pendage ou l'azimut est la direction de la ligne d'inclinaison maximale. Sa trace horizontale est mesurée. La direction de pendage est toujours perpendiculaire à la direction d'un plan. Le pendage est l'angle maximal d'un plan par rapport à l'horizontale. Le pendage et la direction de pendage sont mesurés en degrés (°).

On mesure l'orientation des éléments structuraux autant que possible. Comme leurs caractéristiques sont contenues dans l'affleurement solide plutôt dans la roche allochtone ou flottante, il est important de déterminer l'orientation des discontinuités (foliation, diaclases, failles et structures) aussi souvent que possible. Pour chaque élément.

On note toujours :

- Le type : d = diaclase, s = plan de stratification, f = plan de faille ;
- Le pendage et direction de pendage – au moins 7 mesures par ensemble

On note ces données sous la forme suivante : "direction de pendage/pendage" (105/10)



A) la direction de pendage

b) le pendage

**Fig VII.1:** conseil pour l'orientation des ensembles de discontinuités

#### VII.2.2.1-Mesure de l'espacement :

On mesure l'espacement moyen des discontinuités pour chaque ensemble séparément. L'ensemble est toujours déterminé perpendiculairement aux surfaces de telle façon à obtenir le véritable écart entre les plans et non l'écart présumé (Figure 6). On note l'espacement moyen en mètre pour chaque ensemble de discontinuités

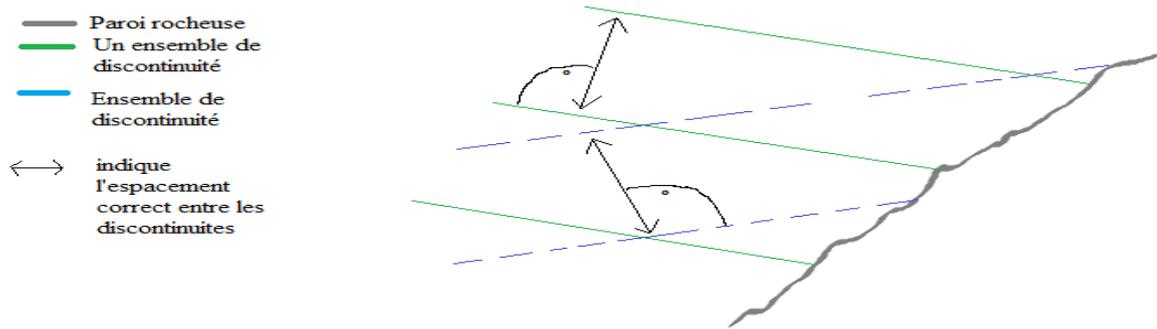


Fig VII.2 : plan d'un affleurement avec deux ensembles de discontinuités

#### VII.2.2.2-Persistance :

La persistance correspond à la superficie ou à la taille d'une discontinuité dans un plan. Elle peut être grossièrement quantifiée par observation de la longueur de la trace de la discontinuité à la surface de l'affleurement. La persistance doit être mesurée pour chaque ensemble de discontinuités séparément. La valeur moyenne (en m) doit être notée. Si la persistance est plus grande que l'affleurement observé, il convient de noter <plus grand que> [>] (par exemple : > 10)

#### VII.2.2.3-La forme :

La forme correspond à la forme générale de la surface de discontinuité à grand échelle. Les formes suivantes doivent être prises en compte et notées pour chaque ensemble de discontinuités :

- **Planaire** : la surface est plane et droite.
- **Ondulée** : la surface est ondulée et sa courbure alterne entre haut et bas.
- **Courbée** : la surface est courbée dans un sens (vers le haut ou vers le bas).
- **Echelonnée** : la surface est discontinue et a subi un déplacement parallèle. La plupart des parties individuelles sont droites.

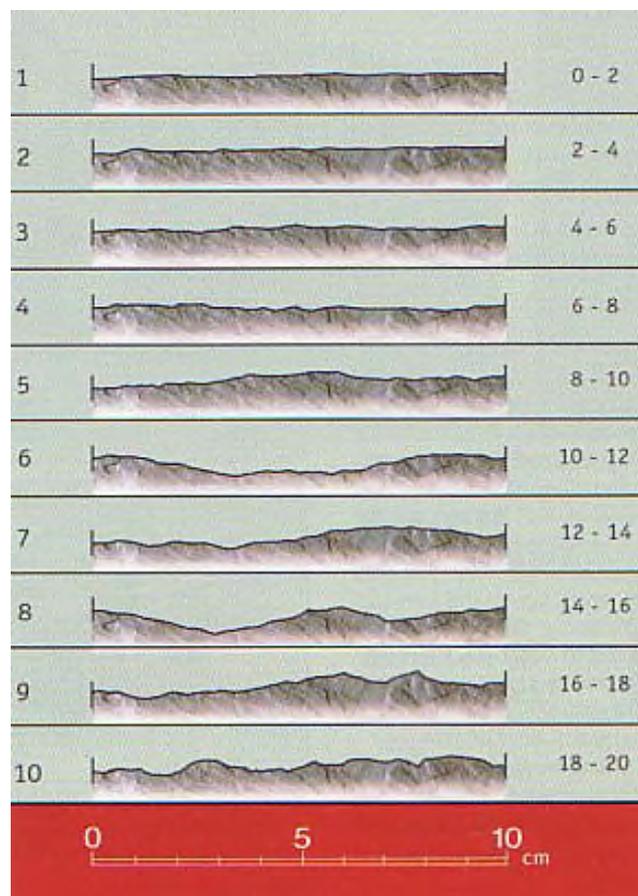
#### VII.2.2.4-Rugosité :

La rugosité correspond à la forme de la surface de discontinuité d'un ensemble individuel à petit échelle. La rugosité doit être évaluée sur base de critères visuels et sensoriels. Pour décrire la rugosité, il convient d'utiliser les termes suivants :

- **Très rugueuse** : la surface est très rugueuse et présente d'importantes aspérités visuelles, semblables à du gravier fin ou de calibre moyen.
- **Rugueuse** : lorsqu'on passe la frôle du doigt, la surface est rugueuse comme du papier de verre à gros grain. Les aspérités peuvent être visuelles.

- **Légèrement rugueuse** : la surface est rugueuse comme du papier de verre à grain plus fin. Les aspérités ne sont pas visibles à l'œil nu.
- **Lisse** : la surface est plutôt lisse, comme du papier.
- **Miroir de faille** : la surface est très lisse, voire polie, et présente une striation due à un déplacement en cisaillement.

Le coefficient de rugosité du joint (JRC) peut également être noté. Le JRC va de 0, pour une surface plane et lisse, à 20, pour une surface très rugueuse. La rugosité du joint est affectée par une échelle géométrique et diminue au fur et à mesure que la taille de la surface classifiée s'accroît. Elle doit être notée en centimètres, comme indiqué dans la figure ci-dessous. Le coefficient de rugosité du joint doit être déterminé pour chaque ensemble de discontinuités.



**Fig VII.3:** profils de référence et chiffres-clés pour la détermination du coefficient de rugosité du joint (JRC) [37].

### VII.3-La présentation des données et des mesures :

#### VII.3.1-Le premier affleurement :

Dans ce qui suit on vous présente le PV, qui décrit le premier affleurement, qui contient trois familles de discontinuités :

Le premier affleurement Cap d'AOKAS			
Localisation / ID	X: 36,644777	Y: 5,233045	DATE: 24/04/2016

Type de roche	
	Argile
	Sable
×	Calcaire
	Granite
	Dolomie
	Phosphorite
	Marne
	Autre

Caractéristiques de la stratification rocheuse	
×	Massivité
	Irrégulière
	Régulière
	Ondulation
La résistance de la roche (R0-R6)	
R5 ou R4	
Le degré d'altération de la roche	
II ou III	

	Type	DipDir [°]	Dip [°]	Espacement [m]	persistance [m]	Forme	Rugosité	JRC	Remplissage
D1	F			1.450	16.00 > 10	Planaire	Rugueuse	2-4	Mou <5 mm
D2	J			0.191	11.20 > 10	Planaire	Miroir de faille	0-2	Aucun
D3	J			0.240	13.00 > 10	Planaire	Légèrement rugueuse	2-4	Mou<5mm
D4									
D5									

D1	D2	D3	D4	D5
250/45 NW	255/5 SW	225/75 NW		
270/55 NW	245/5 SW	235/60NW		
265/40 NW	275/10 SW	225/65 NW		
255/60 NW	255/10 SW	255/55 NW		
255/60 NW	305/15 NW	225/55 NW		
255/50 NW		250/60 NW		
		260/55 NW		

Nous avons pris ces mesures et ces remarques sur le premier affleurement, qui est situé à l'ouest de l'ancienne route RN9 ou les éboulements de 2015 ont eu lieu.



A) la première famille



B) La deuxième famille



C) La troisième famille

**Fig VII.4** : des photos du premier affleurement

### VII.3.1.1-La projection stéréographique :

En géométrie et en cartographie, la projection stéréographique est une projection cartographique azimutale permettant de représenter une sphère privée d'un point sur un plan.

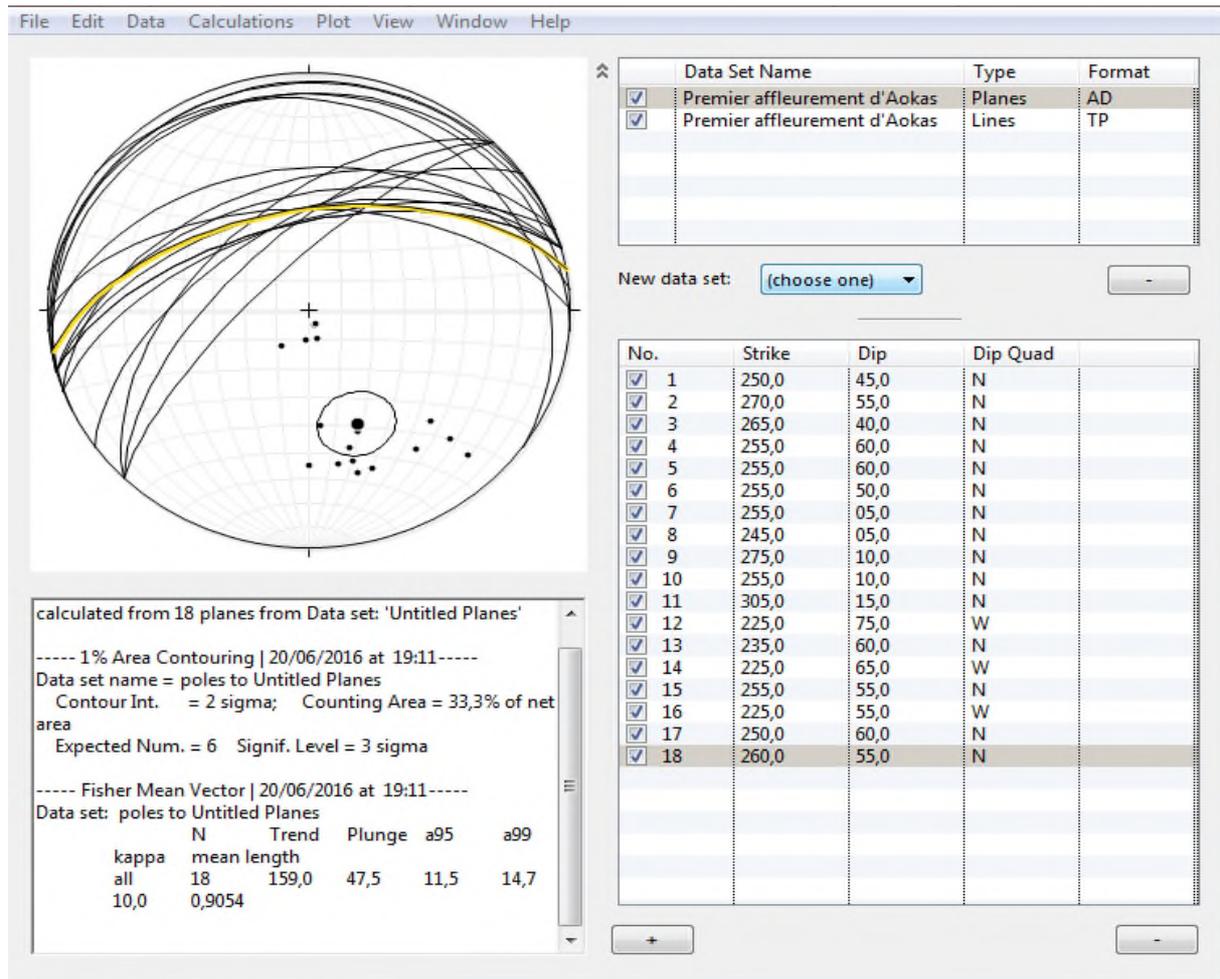
On convient souvent que le point dont on prive la sphère sera un des pôles de celle-ci ; le plan de projection peut être celui qui sépare les deux hémisphères, nord et sud, de la sphère, qu'on appelle plan équatorial. On peut également faire une projection stéréographique sur n'importe quel plan parallèle au plan équatorial pourvu qu'il ne contienne pas le point dont on a privé la sphère.

Soit  $S$  le point situé au pôle sud de la sphère à projeter. L'image  $Z'$  d'un point  $Z$  de cette sphère sera définie par l'intersection entre le plan équatorial et la droite  $(SZ)$ . (Cette projection revient à observer la sphère à partir du pôle sud).

Deux propriétés importantes :

- tout cercle sur la sphère — hormis ceux passant par le pôle sud — sera transformé en un autre cercle dans le plan équatorial ;
- les angles sont conservés pendant la transformation (transformation conforme).

Grâce au logiciel Stereonet 9.5 on a pu représenter les discontinuités et faire une projection stéréographique qui nous permet de définir le vecteur moyen afin qu'on puisse déterminer le SMR (Slope Mass Rating).



**Fig VII.5:** Projection stéréographique des discontinuités du premier affleurement.

D'après la projection stéréographique on a obtenu les résultats suivant :

- ✓ La valeur du vecteur moyen (des discontinuités) est de direction 159°
- ✓ Sa plongée est de 47,5°

### VII.3.2-Le deuxième affleurement :

Le PV ci-dessous représente les descriptions de l'affleurement qui contient une seule famille :

Le deuxième affleurement Cap d'AOKAS			
Localisation / ID	X: 36,644630	Y: 5,2333000	DATE: 26/04/2016

Type de roche	
	Argile
	Sable
×	Calcaire
	Granite
	Dolomie
	Phosphorite
	Marne
	Autre

Caractéristiques de la stratification rocheuse	
	Massivité
	Irrégulière
×	Régulière
	Ondulation
La résistance de la roche (R0-R6)	
R5 ou R4	
Le degré d'altération de la roche	
II ou III	

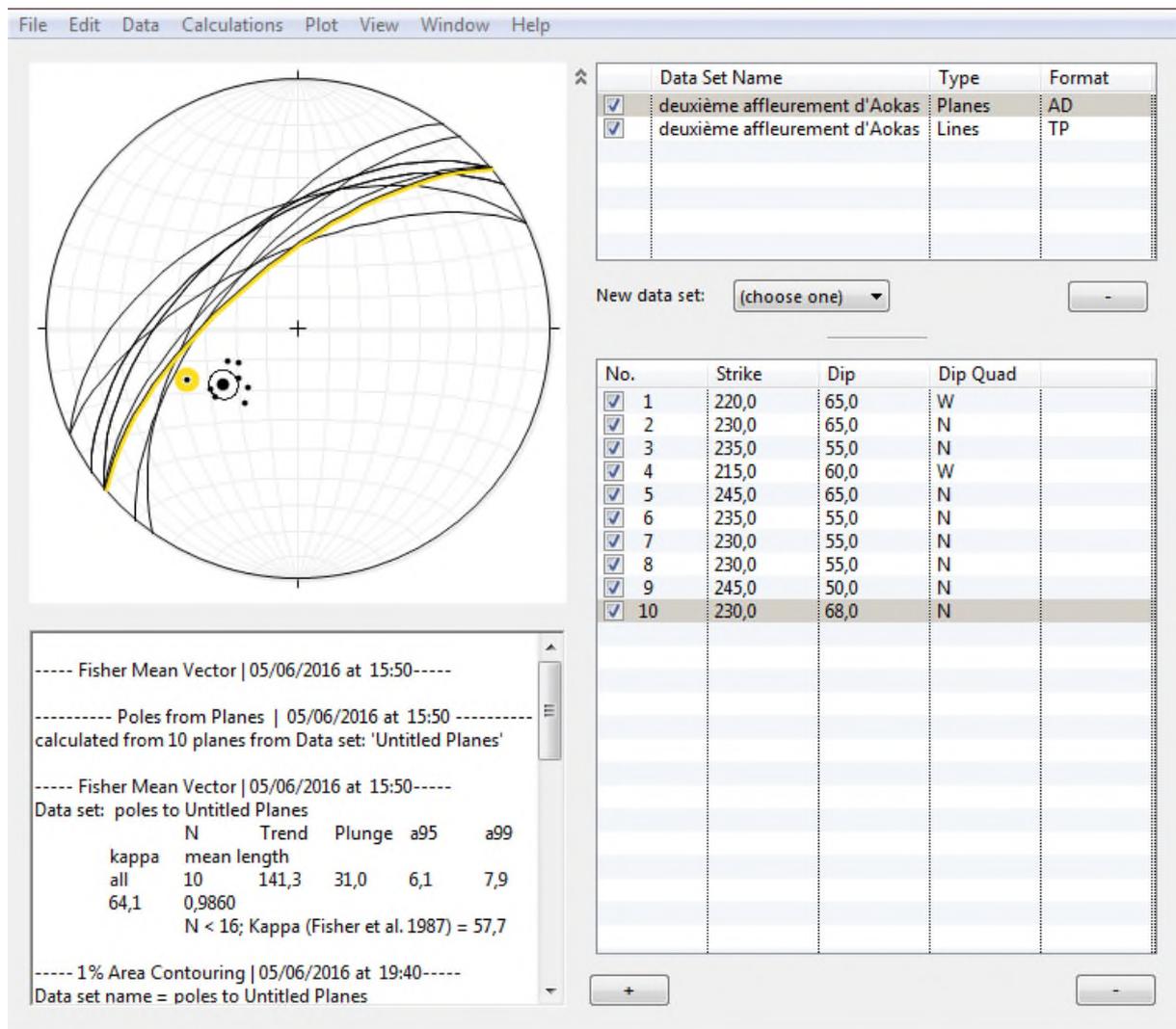
	Type	DipDir [°]	Dip [°]	Espacement [m]	persistance [m]	Forme	Rugosité	JRC	Remplissage
D1	S			0.330	>20	Planaire	Rugueuse	4-6	Mou<5mm
D2									
D3									

D1	D2	D3
220/65 WN		
230/65 WN		
235/55 WN		
215/60 WN		
245/65 WN		
235/55 WN		
230/55 WN		
230/55 WN		
245/50 WN		
240/68 WN		



**Fig VII.6:** l'affleurement du deuxième site.

### VII.3.2.1-La projection stéréographique :



**Fig VII.7** : projection stéréographique des discontinuités du deuxième affleurement.

D'après la projection stéréographique on a obtenu les résultats suivants :

- ✓ Le vecteur moyen (des discontinuités) est de direction 141,3°
- ✓ Sa plongée est de 31°

### VII.4-Caractérisation du massif :

On va commencer la caractérisation du massif en utilisant des systèmes de classification cités dans le chapitre 2, à savoir : le RQD, le RMR et le SMR.

#### VII.4.1-Calcul du RQD :

On sait que la formule générale pour calculer le RQD est égale à la somme des longueurs de morceaux de plus de 10 cm divisée par la longueur de course de la carotte de forage.

$$RQD(\%) = \frac{\sum \text{longueurs de pièces} \geq 100 \text{ mm}}{\text{longueur totale de la course}} * 100$$

Mais nous n'avons pas de carottage pour calculer le RQD donc on va le calculer indirectement avec la formule suivante :

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1) \quad \text{Ou} \quad RQD = 115 - 3.3Jv$$

Le  $\lambda$  est l'espacement des joints ([joints/m<sup>2</sup>]), pour cela on a tracé des fenêtres de 1 m<sup>2</sup> après on a calculé le nombre de joints.

Pour obtenir des bons résultats on a fait plusieurs calculs du  $\lambda$  après on a fait la moyenne.

$$\lambda = 28 \text{ joints/m}^2$$



**Fig VII.8** : des photos de fenêtres réalisées pour estimer le nombre de joints par m<sup>2</sup>

Donc :

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1) = 23,10\%$$

➤ **Interprétation des résultats :**

La valeur obtenue du RQD est < 25 qui nous montre qu'on a une roche très pauvre ou très médiocre d'après l'annexe 3.

**VII.4.2-Calcul du RMR :**

Le RMR est un système de classification utilisé pour caractériser le massif ou pour choisir un soutènement pour les tunnels, il ya plusieurs type de RMR par exemple le  $RMR_{89}$  et  $RMR_{76}$  qui dépendent chacune des propriétés et diversité des ouvrages à faire, voir le chapitre 2.

Nous allons utiliser le RMR qui a la formule suivante :

$$RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$$

On vous présente les résultats des essais géomécanique :

**Tableau VII.3 :** Résultats des essais géomécaniques au laboratoire, moyennes régionales.[36]

Type de la roche	Masse volumique		Compression uniaxiale		Essai franklin		Module de déformation		Assai brésilien	
	Γ		Rc		IS50		E		Fct	
	(MPa)									
Calcaire dolomitique	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
	2.6	2.75	3	41	0.07	8.12	534	11764	0.85	6.06
	2.69		16		2.1		2561		2.99	

Dans le tableau suivant on vous présente les valeurs du RMR obtenue dans des différentes valeurs au sein de la falaise Cap Aokas en suivant l'annexe 3.

**Tableau VII.4 :** les valeurs du RMR et ces paramètres dans des différentes valeurs

Paramètre	points	Le RMR (valeur)
A1	2	36
A2	3	
A3	15	
A4	9	
A5	7	
A1	2	36
A2	3	
A3	8	

A4	16	
A5	7	
A1	2	
A2	3	
A3	10	
A4	10	32
A5	7	
A1	2	
A2	3	
A3	10	
A4	11	
A5	7	33

- **Remarque :** Les trois premières valeurs respectivement : 36, 36 et 32 étant du premier affleurement tandis que la dernière valeur 33 est calculée au deuxième affleurement.

➤ **Interprétation des résultats :**

A partir des résultats des essais de laboratoire, le tableau précédent résume les principales caractéristiques géomécaniques de massif rocheux concernée :

- Les valeurs de résistances en compression sont très faibles par rapport à l'indice Franklin avec  $R_c/Is50$  qui est de l'ordre de 8 alors que ce rapport est habituellement de l'ordre de 15 à 30.
- Les valeurs du module de déformation sont très faibles par rapport aux résistances en compression avec  $E/R_c$  qui de l'ordre de 160 alors que ce rapport est habituellement de l'ordre de 250 à 750 pour ce type de roche.

La méthode appliquée pour la classification de massif rocheux est celle de Bieniawski afin d'arriver à une évaluation globale de la qualité du massif.

- D'après l'annexe 2 les résultats de la méthode de Bieniawski ont révélé la présence de deux catégories de rocher, à savoir la classe IV, avec une note minimale 32 et une note maximale 36.
- Les résultats de la méthode de bieniawski ont permis de classer le massif : rocher médiocre ou rocher de faible qualité (classe IV)

**VII.5-Calcul du SMR :**

La formule générale du SMR est calculée comme suit :

$$SMR=RMR_{base} + (F1 * F2 * F3) + F4$$

Pour cela on doit calculer le  $RMR_{Base}$  sa formule est citée dans le chapitre II comme suit :

$$RMR_{Base}=A1+A2+A3+A4 + 15$$

Sachant que les directions de la pente de la falaise allant de direction 240° et de pendage 70° c'est-à-dire :

✓  $\alpha_s = 240^\circ$

✓  $\beta_s = 70^\circ$

Et les vecteurs moyens respectivement au premier affleurement et au deuxième sont :

✓ Vecteur moyen 1 : direction ( $\alpha_j$ ) 159° sa plongée ( $\beta_j$ ) 47,5°

✓ Vecteur moyen 2 : direction ( $\alpha_j$ ) 141,3° sa plongée ( $\beta_j$ ) 31°

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.5 : les valeurs du SMR**

Paramètres	Valeur	Valeur du SMR
$RMR_{Base}$	44	27
F1	0,15	
F2	1	
F3	-60	
F1*F2*F3	-9	
F4	-8	
$RMR_{Base}$	44	27
F1	0,15	
F2	1	
F3	-60	
F1*F2*F3	-9	
F4	-8	
$RMR_{Base}$	40	
F1	0,15	

F2	1	23
F3	-60	
F1*F2*F3	-9	
F4	-8	
$RMR_{Base}$	41	33
F1	0,15	
F2	1	
F3	0	
F1*F2*F3	0	
F4	-8	

- **Remarque :** On a pris la valeur du facteur  $F4 = -8$  , Déficient ou dommages à la stabilité des pentes (voir le chapitre II).

➤ **Interprétation des résultats :**

A partir des résultats on peut résumer les principales caractéristiques de la pente :

- On a obtenu dans le premier affleurement les valeurs du SMR comme suit : 27, 27 et 23
- Dans le deuxième affleurement le SMR est de 33

On voit que la valeur du SMR dans les deux affleurements appartient à la même classe IV on conclue que la pente est d'une qualité mauvaise et instable on peut prédire des chutes de type plan ou dièdre avec une probabilité de chute égale à 0,6 voir le Tableau II.6 chapitre II.

**VII.6-Conclusion :**

Dans ce chapitre on a calculé le RQD et le RMR qui nous a permis de caractériser, classer et définir la qualité du massif de Cap Aokas qui est de mauvaise qualité (classe IV). Le calcul du SMR confirme l'existence du deuxième problème que rencontre ce massif notre résultat affirme que la pente de la falaise est instable (classe IV) ce qui implique un important soutènement et des grands ouvrages à faire à savoir le béton projeté renforcé, mur de soutènement ou excavation et drainage profond cités dans le chapitre II.

# CONCLUSION GENERALE

## **Conclusion générale :**

L'objectif principal de ce travail est de caractériser et classifier le massif rocheux d'Aokas ainsi que l'étude de stabilité de la pente, ce massif représente des problèmes et des dangers qui menacent la route RN09.

Le comportement mécanique des massifs rocheux dépend de la structure géométrique des discontinuités ainsi que de leurs propriétés mécaniques et de celles de la matrice rocheuse. Ces derniers sont utilisés pour la classification du massif.

Le massif d'Aokas rencontre deux problèmes majeurs les chutes de blocs qui sont souvent accompagnés par des glissements de terrain.

Grace aux systèmes de classification géomécanique (RQD, RMR, SMR) on a réalisé que la roche du massif d'Aokas est médiocre ce qui explique les accidents survenus (chutes de blocs) et pour cela des écrans par-blocs et un merlon sont mis-en œuvre pour protéger la route RN09 et diminuer les risques, le SMR nous a permis de définir la qualité de la pente qui est instable et de mauvaise qualité ce qui est probable avoir des glissements plans ou dièdres en cas de chutes de blocs donc on a pu définir la cause du deuxième problème qu'on fait face pour cela des recommandations de soutènement sont nécessaires pour stabiliser la pente tels que le mur de soutènement ou excavation, béton projeté renforcé, drainage profonds.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## References bibliographiques

- [1]: Palmstrom, A. "Rmi - A rock mass characterization system for rock engineering purposes" . University of Oslo, Ph.D. Thesis, 400 p. 1995.
- [2]: Comité Français de Mécanique des Roches (2000). "Manuel de mécanique des roches". Tome 1 : Fondements. Les Presses de l'École des Mines de Paris, coordonné par F. Homand et P. Duffaut, 265 pages.
- [3]: Comité Français de Mécanique des Roches. "Manuel de mécanique des roches". Tome 2: Les applications. Les Presses de l'École des Mines de Paris. 2000.
- [4]: Baecher ,G.B. Lanney ,N.A. et Einstein ,H.H. " Statistical dscription of rock properties and sampling". In. Proc. 18th U.S. Symp. On Rock Mechanics, pages 5C1-1-5C1- 8, Colorado.1977.
- [5]: Dershowitz, W.S . " Rock fracture systems". Ph.D. Thesis. Dept. of Civil Eng., MIT, Cambridge. 1984.
- [6]: Billaux, D. "Hydrogéologie des milieux fracturés". Géométrie, Connectivité et comportement hydraulique. Thèse de doctorat de l'École Nationale Supérieure des Mines de Paris.1990.
- [7]: Pierre, Martin. "Géologie appliquée au BTP".P 16 – 23. 2010.
- [8]: Paterson, M.S. "Experimental rock deformation-the brittle field". Berlin Heidelberg New York : Springer-Verlag. 1978.
- [9]: Bérest, P. Billaux, D. Boulon, M. Cornet, F. et al. "Comportement mécanique des discontinuités. Manuel de mécanique des roches, Tome 1" : Fondements. Presses de l'École des mines, Paris, 265p.2000.
- [10]: Priest, S.D. "Discontinuity analysis for rock engineering", Chapman & Hall, London, UK. 1993.
- [11]: Wyllie, D.C. Mah, C.W. "Rock slope engineering: civil and mining", Spon Press, New York. 2004.
- [12]: Barton N. "Review of a new shear strength criterion for rock joints. Engineering Geology". Elseiver, 7 pp. 287 - 332. 1993.
- [13]: Singh, B. R. K, Goel. "Rock mass classification: a practical approach in Civil Engineering". Oxford, Elsivier Science Ltd. 1999.
- [14]: Bieniawski, Z. T. "Classification of Rock Mass for engineering: the RMR system and future trands". Comprehensive Rock Engineering. J. A. Hudson. 3; Rock Testing and Site Characterization. 1993.

- [15]: Deere D.U. "Technical description of rock cores for engineering purposes". Rock mechanics and rock engineering, vol1, pp, 17-22. 1964.
- [16]: Deere, D. U. A. J. Hendron, et al. Design of surface and near surface constructions in rock. Proc. 8 th U.S. Symp. Rock Mechanics. C. Fairhurst, New York: AIME: 237-302. 1967.
- [17]: Deere, D. U. "Geological considerations. Rock Mechanics in Engineering Practice". R. G. Stagg and D. C. Zienkiewicz. Wiley, New York: 1-20. 1968.
- [18]: Priest, S. D. and J. A. Hudson. "Discontinuity spacings in rock". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 13(5): 135-148. 1976.
- [19]: Edelbro, C. Rock. "mass strength - a review. Technical Report", Lulea University of Technology: 130. 2003.
- [20]: Palmstrom, A. "The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of jointing". Proceedings of the 4th International Congress IAEG. New Delhi, India. 5: 221-228. 1982.
- [21]: Bieniawski, Z. T. "Engineering classification of jointed rock masses." Trans. S. Afr. Instn. Civil Engrs. **15**(12): 335-344. 1973.
- [22]: AFTES (2003) Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnel et ouvrages souterrains, revue bimestrielle n° 177-mai/Juin 2003, pp. 138-186.
- [23]: Bieniawski, Z. T. "Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering". New York John Wiley and Sons. 1989.
- [24]: Barton, N., R. Lien, et al. (1974). "Engineering classification of rock masses for the design of rock support." Rock Mechanics 6(189-236). 1974.
- [25]: Hoek, E. and E. T. Brown. "Underground Excavations in Rock", London: Instn. Min. Metall. 1980
- [26]: Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In International Symposium on the Role of Rock Mechanics (pp. 49–53). Zacatecas, Mexico.
- [27]: Boudalal Omar. 2013. Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse Doctorat .Université Mouloud Mammeri de TiziOuzou.
- [28]: J.L Zézere. 2009. Evaluation et cartographie du risque glissement de terrain d'une zone située au nord de Lisbonne. Mémoire Master.

- [29]: Dreal Paca et Brgm, 2010. Florence rivet. Classeur “Le risque mouvements de terrain en Provence-Alpes-Côte d’Azur”, coédition Région.
- [30]: Bruno Martins-Campina 2005. Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d’Ossau et Vallée d’Aspe). Thèse Doctorat L’université Bordeaux 1.
- [31]: Durant Delga M., 1971, les unités mésozoïques métamorphiques d’el Milia à Tesana (Algérie) et leur cadre structural. Bull. Soc. Géol. France, (7) XIII, Paris, pp. 328-377.
- [32]: Leikine. M., 1971. Etude géologique des Babors occidentaux (Algérie). P 536
- [33]: Obert. D., 1984. Revue de géologie dynamique et de géographie physique : vol : 25, FASC, 2, p, 99-117, Paris.
- [34]: Coutelle. A., 1979 : Géologie de Sud-Est de la grande kabylie et des Babors d’Akbou. Thèse de doctorat en Sc. Nat. Paris, p 567
- [35]: Bougdal. R., 2009. Doublement du tunnel de cap Aokas, synthèse des données géologiques et géotechniques. Rapport géologiques.
- [36]: Hallal. N, Bensafia W. 2011. Dédoublment de tunnel d’Aokas. Caractérisation géologique et géotechnique. Stabilité de l’ouvrage. Mémoire de fin d’étude Master.
- [37]: Baton N. R. et Choubey V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech. 10, 1-54.
- [38] : Panet M. et al. (1976) La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil. Association Amicale des Ingénieurs Anciens de l’E.N.P.C.

**Site internet :**

- [39] : <http://www.innovex.ca/application.html>

# **ANNEXES**

## Annexe 1 :

Tableau de Romana 1985 :

TYPE OF FAILURE		VERY FAVORABLE	FAVORABLE	NORMAL	UNFAVORABLE	VERY UNFAVORABLE	
P	A	$ \alpha_j - \alpha_s $	$>30^\circ$	30-20°	20-10°	10-5°	
T		$ \alpha_j - \alpha_s - 180 $					
W		$ \alpha_j - \alpha_s $					
P/T/W	F <sub>1</sub>		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P/W	B	$ \beta_j  \text{ ó }  \beta_i $	$<20^\circ$	20-30°	30-35°	35-45°	$>45^\circ$
P/W		F <sub>2</sub>		0.15	0.40	0.70	0.85
T	1.00						
P	C	$\beta_j - \beta_s$	$>10^\circ$	10-0°	0°	0-(-10°)	$<(-10^\circ)$
W		$\beta_i - \beta_s$					
T		$\beta_j + \beta_s$					
P/T/W	F <sub>3</sub>		0	-6	-25	-50	-60
<b>EXCAVATION METHOD (F<sub>4</sub>)</b>							
Natural slope			+15	Blasting or mechanical		0	
Presplitting			+10	Deficient blasting		-8	
Smooth blasting			+8				
P: planar failure; T: toppling failure; W: wedge failure.							

# Annexe 2 :

## Manuel de réalisation des ouvrages par-pierre :

**Plan d'implantation des points d'ancrage**  
(détails dans le manuel du système GBE-3000A)

**Ancre avec fondation en béton pour tous les types de sol:**

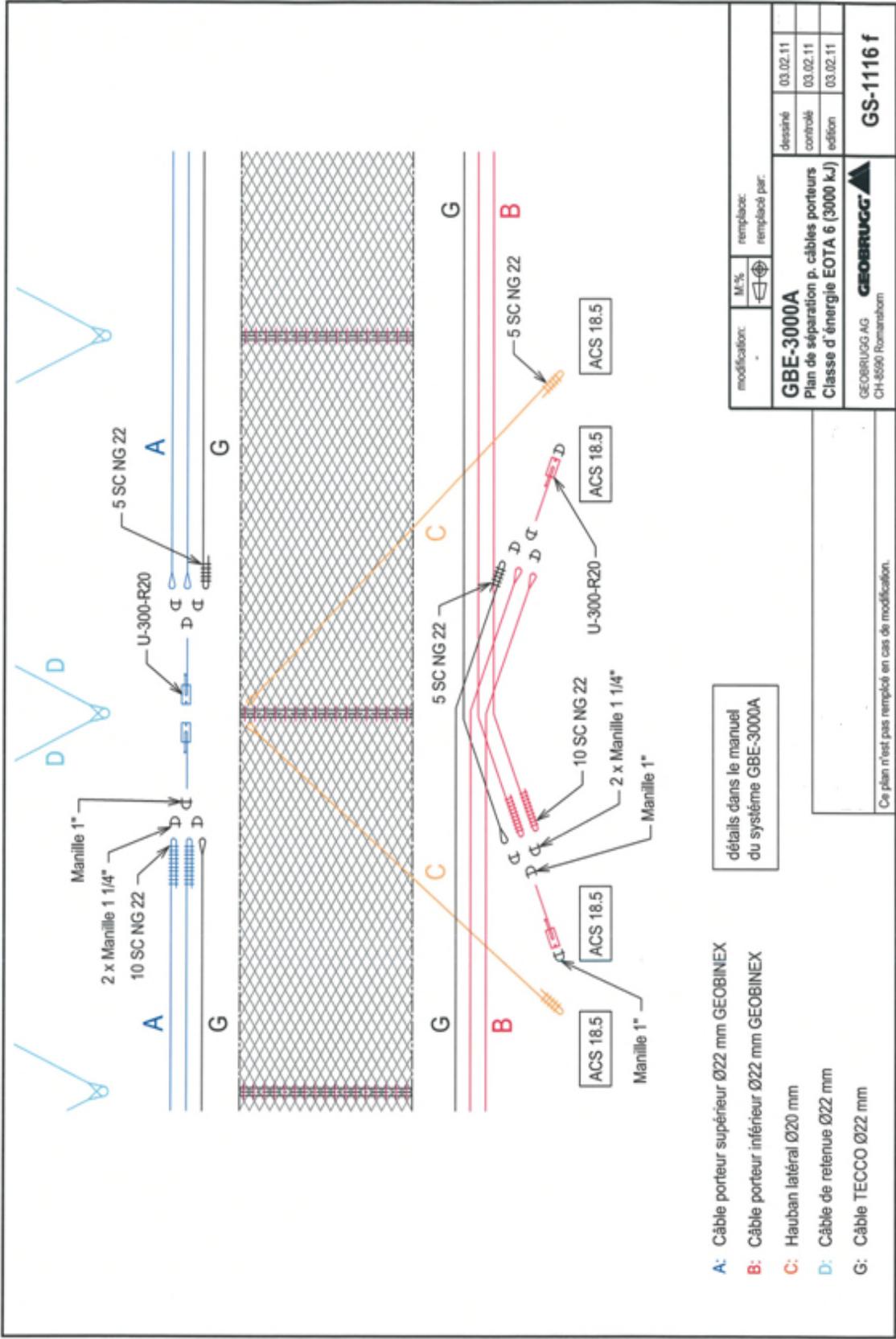
**Ancre pour terrain meuble: Tirant d'ancrage et micropieu**  
**Ancre pour roche: Avec 2 tirants pour roche**

**IMPORTANT:**  
Les chutes de pierres, les glissements de terrain, les coulées de boue ou les avalanches sont sporadiques et imprévisibles. La cause en est p. ex. l'homme (constructions etc.), le même que la force de la nature (le temps, les tremblements de terre etc.). Les multiples déclencheurs de tels événements rendent impossible une démarche scientifique pour garantir la sécurité des personnes et des biens.  
Des calculs appropriés d'ingénieur, intégrant des paramètres prévisibles, et la prise correspondante de mesures correctement conçues dans des zones à risques spécifiques, réduisent toutefois de manière significative le risque de dommages corporels et de perte de biens.  
L'inspection et l'entretien de tels systèmes sont nécessaires pour assurer la sécurité voulue. Celle-ci peut être réduite par des impacts qui dépassent la capacité d'absorption, mais aussi par la corrosion (occasionnelle par la pollution ou par d'autres facteurs tels qu'il s'agit).

modification:	M/%	remplacé par:	
<b>Ouvrage pare-pierres</b> <b>Système GBE-3000A</b> <b>Classe d'énergie EOTA 6 (3000 kJ)</b>			dessin 03.02.11 contrôle 03.02.11 édition 03.02.11
GEORUGG AG CH-8590 Romanshorn			<b>GS-113 f</b>

Ce plan n'est pas remplacé en cas de modification.





- A: Câble porteur supérieur Ø22 mm GEOBINEX
- B: Câble porteur inférieur Ø22 mm GEOBINEX
- C: Hauban latéral Ø20 mm
- D: Câble de retenue Ø22 mm
- G: Câble TECCO Ø22 mm

détails dans le manuel  
du système GBE-3000A

modification:	M. %	remplacé par:	dessiné	03.02.11
			contrôlé	03.02.11
			édition	03.02.11
<b>GBE-3000A</b>				
Plan de séparation p. câbles porteurs				
Classe d'énergie EOTA 6 (3000 kJ)				
GEOBRUGG AG CH-8590 Romanshorn			<b>GS-1116 f</b>	

Ce plan n'est pas remplacé en cas de modification.

## Annexe 3 :

Tableau : définition de RMR d'après Bieniawski(1989)

A. PARAMETRES DE CLASSIFICATION ET NOTATIONS CORRESPONDANTES									
Paramètres			Plages de valeurs						
1	Résistance de la roche (matrice)	Indice Franklin $I_f$	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Pour les faibles valeurs de $I_f$ utiliser la résistance en compression uniaxiale		
		Résist. compr. uniax. $\sigma_c$	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
Notation			15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90 %	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Notation		20	17	13	8	3		
3	Espacement des discontinuités		> 2 m	0,6 m - 2 m	200 mm - 600 mm	60 mm - 200 mm	< 60 mm		
	Notation		20	15	10	8	5		
4	Nature des discontinuités (voir E)		Surfaces très rugueuses Non réunies Épentes en contact Épentes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Épaisseur < 1 mm Épentes faiblement altérées	Surfaces légèrement rugueuses Épaisseur < 1 mm Épentes fortement altérées	Surfaces lustrées ou Remplissage < 5 mm ou Épaisseur de 1 à 5 mm Joint continu	Remplissage mou > 5 mm ou Épaisseur > 5 mm Joint continu		
	Notation		30	25	20	10	0		
5	Eau	Débit sur 10 m de longueur de tunnel (l/min)	Aucun	< 10 l/min	10 à 25 l/min	25 à 125 l/min	> 125 l/min		
		Ratio : pression eau / compr. $\sigma_c$	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Conditions générales	Complètement sec	Humide	Mouillé	Saturé	Détrempé		
		Notation	15	10	7	4	0		
<b>RMR = Somme des notations des paramètres 1 à 5</b>									
B. AJUSTEMENT DE LA VALEUR DE RMR EN FONCTION DE L'ORIENTATION DES DISCONTINUITES (voir F)									
Direction et pendage		Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable			
Notation	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12			
	Fondations	0	-2	-7	-15	-25			
	Talus	0	-5	-25	-50	-60			
C. CLASSES DE MASSIF ROCHEUX DETERMINEES PAR LE RMR									
Valeur du RMR	100 -- 81	80 -- 61	60 -- 41	40 -- 21	< 21				
Classe	I	II	III	IV	V				
Description	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre				
D. PROPRIETES GLOBALES ATTRIBUEES AU MASSIF ROCHEUX EN FONCTION DES CLASSES									
Classe	I	II	III	IV	V				
Temps de tenue sans soutènement	20 ans pour une portée de 15 m	1 an pour une portée de 10 m	1 semaine pour une portée de 5 m	10 h pour une portée de 2,5 m	30 mn pour une portée de 1 m				
Cohésion du massif rocheux (kPa)	> 400 kPa	300 à 400 kPa	200 à 300 kPa	100 à 200 kPa	< 100 kPa				
Angle de frottement du massif rocheux (°)	> 45°	35° à 45°	25° à 35°	15° à 25°	< 15°				
E. INDICATIONS POUR LA NOTATION "NATURE DES DISCONTINUITES"									
Longueur des discontinuités	< 1 m	de 1 à 3 m	de 3 à 10 m	de 10 à 20 m	> 20 m				
Notation	6	4	2	1	0				
Ouverture des discontinuités	aucune	< 0,1 mm	de 0,1 à 1 mm	de 1 à 5 mm	> 5 mm				
Notation	6	5	4	1	0				
Rugosité des épentes des discontinuités	Très rugueuse	Rugueuse	Légèrement rugueuse	Lisse	Lustrée				
Notation	6	5	3	1	0				
Altération des épentes	Non altéré	Légèrement altéré	Moyennement altéré	Très altéré	Décomposé				
Notation	6	5	3	1	0				
Matériau de remplissage des discontinuités	Aucun	Remplissage dur < 5 mm	Remplissage dur > 5 mm	Remplissage mou < 5 mm	Remplissage mou > 5 mm				
Notation	6	4	2	2	0				
Nota : Certaines conditions sont mutuellement exclusives. Par exemple, si du matériau de remplissage est présent, il n'est plus pertinent de considérer la rugosité dans la mesure où son effet sera effacé par celui du remplissage. Dans ce cas utiliser directement la notation du tableau A 4.									
F. INFLUENCE DE L'ORIENTATION ET DU PENDAGE DES DISCONTINUITES POUR LA STABILITE DES TUNNELS									
Horizontale du plan de discontinuité perpendiculaire à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en travers bancs)				Horizontale du plan de discontinuité parallèle à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en direction)					
Creusement dans le sens du pendage				Pendage 45° à 90° : très défavorable		Pendage 20° à 45° : moyen			
Pendage 45° à 90° : très favorable		Pendage 20° à 45° : favorable							
Creusement contre le sens du pendage				Pendage 0° à 20° et orientation quelconque : moyen					
Pendage 45° à 90° : moyen		Pendage 20° à 45° : défavorable							

RQD (Rock Mass Rating) :

Très médiocre	RQD = 0 – 25%
Médiocre	25-50
Moyen	50-75
Bon	75-90
Excellent	90-100

Notes :

(i) Quand la valeur du RQD est < 10 (y compris 0), on utilise une valeur nominale de 10 pour évaluer Q

(ii) Les intervalles RQD de 5, i.e. 100, 95, 90, etc ... sont suffisamment précis

## **Résumé**

La plupart des mouvements de terrain sont généralement dus à l'instabilité des roches, ce phénomène naturel présente un risque pour l'humanité. Les propriétés du massif rocheux influent directement sur le type de mouvement. Une étude géologique et géotechnique est nécessaire pour caractériser et classifier un massif rocheux. Ce travail établi présente d'abord la méthodologie de calcul des propriétés et du comportement du massif rocheux d'Aokas qui rencontre deux problèmes majeurs qui menacent la route RN09, le premier étant les chutes de bloc et le deuxième les glissements de terrain provoqués par ces chutes, Notre but est de caractériser et classifier le massif rocheux d'Aokas grâce aux systèmes de classification géomécanique tels que le RQD et RMR à fin de déterminer la qualité des roches de ce massif. Une étude de confortement et des ouvrages sont mis en œuvre pour la protection de la route contre ces chutes, quand au deuxième problème on a fait l'étude de la stabilité de la pente on a calculé le SMR qui nous a démontré que la pente est instable pour cela on a suggéré des recommandations de soutènement pour renforcer cette pente.

**Mots clefs :** massif rocheux, discontinuité, mouvement de terrain, système de classification, Aokas, Bejaia.

## **Abstract**

Most landslides are usually due to unstable rock this natural phenomenon is a danger to humanity. Rock mass properties directly influence the type of movement. Geological and geotechnical study is required to characterize and classify a rocky massif. This work established first presents the methodology for calculating the properties and behavior of the rock mass Aokas which meets two major problems that threaten the RN09 road, the first being the block falls and the second landslides caused by these falls, our goal is to characterize and classify the rock mass of Aokas through geomechanics classification system such as RQD and RMR to determine the quality of the rocks of this massif. A study of reinforcement and structures are implemented to protect the road against these falls when the second problem we did the study of the stability of the slope we calculate the SMR that demonstrate that the slope is unstable then we suggest retaining recommendations for strengthening this slope.

**Keywords:** rock mass, discontinuity, ground movement, classification system, Aokas, Bejaia.